

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій
ННІ Дніпровський інститут інфраструктури і транспорту

«Будівництво, архітектура та інфраструктура»

(назва факультету)

«Транспортна інфраструктура»

(назва кафедри)

Пояснювальна записка

до кваліфікаційної роботи

ОС «магістр»

(ступінь вищої освіти)

на тему: **Чисельний аналіз конструкції пілонної станції**
на основі модифікованого методу Метродіпротрансу
за освітньою програмою **«Мости і транспортні тунелі»**
її спеціальності: **192 Будівництво та цивільна інженерія**

(цифра і назва спеціальності)

Виконав: студент групи: **MT2321**



/ **Дмитро ГЛАДУШ** /

(посада студента)

Керівник:



/ зав. каф. **Олександр ПОТЯКІН** /

(посада викладача)

Нормоконтролер:



/ зав. каф. **Олександр ПОТЯКІН** /

(посада викладача)

Засвідчую, що у цій роботі немає запозичень з праць інших авторів без відповідних посилань.

Студент



(посада студента)

Ministry of Education and Science of Ukraine
Ukrainian State University of Science and Technologies
Dnipro Institute of Infrastructure and Transport

Building, architecture and infrastructure
(faculty)

Transport infrastructure
(department)

Explanatory Note
to Master's Thesis
Master
(higher education degree)

on the topic: Numerical analysis of the pylon station structure
based on the modified method of Metrodiprotrans
according to educational curriculum Bridges and vehicular traffic tunnels
in the Specialization: 192 Building and civil engineering
(Specialization and its code)

Done by the student of the group: MT2321 / Dmytro HLADYSH /
(name, surname)

Scientific Supervisor: / Head of Dept. Oleksii TIUTKIN /
(position, name, surname)

Normative controller : / Head of Dept. Oleksii TIUTKIN /
(position, name, surname)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій
ННІ Дніпровський інститут інфраструктури і транспорту

Факультет: «Будівництво, архітектура та інфраструктура»

Кафедра: «Транспортна інфраструктура»

Рівень вищої освіти: «Магістр»

Освітня програма: «Мости і транспортні тунелі»

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

«Транспортна інфраструктура»

Олексій ТЮТЬКІН

(підпис)

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Дата _____

ЗАВДАННЯ

на кваліфікаційну роботу

ОС «магістр»

(ступінь вищої освіти)

студенту Гладишу Дмитру Сергійовичу

(Прізвище, Ім'я По батькові)

1. Тема роботи: «Чисельний аналіз конструкції пілонної станції на основі модифікованого методу Метродіпротрансу»

Керівник роботи: Тютюкін Олексій Леонідович, д.т.н., професор

(Прізвище, Ім'я, По батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом від «16» лютого 2024 р. № 157ст

2. Строк подання студентом роботи: «15» січня 2025 р.

3. Вихідні дані до роботи: Результати аналізу стану питання чисельного аналізу конструкції пілонної станції, її конструкцій з різних матеріалів та дані, що отримані під час пошуку в Internet.

4. Зміст пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно опрацювати):

Вступ. Розділ 1. Аналіз стану питання чисельного аналізу конструкції пілонної станції. Розділ 2. Чисельний аналіз конструкції пілонної станції на основі модифікованого методу Метродіпротрансу. Розділ 3. Чисельний аналіз конструкції пілонної станції із зміною матеріалу оправи. Висновки.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

Презентація за матеріалами досліджень, викладених в магістерській роботі (PowerPoint, 10...12 слайдів).

6. Консультанти розділів роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Завдання видав: (підпис консультанта, дата)	Завдання прийняв: (підпис студента, дата)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Вступ. Розділ 1. Аналіз стану питання чисельного аналізу конструкції пілонної станції.	02.09.2024-29.09.2024	
2	Розділ 2. Чисельний аналіз конструкції пілонної станції на основі модифікованого методу Метродіпротрансу.	30.09.2024-03.11.2024	
3	Розділ 3. Чисельний аналіз конструкції пілонної станції із зміною матеріалу оправи. Висновки. Оформлення ВКР.	04.11.2024-05.12.2024	
4	Перевірка роботи на наявність збігів текстових (літерних і цифрових) символів та графічних фрагментів. Отримання відгуку.	09.12.2024-12.01.2025	
5	Подання кваліфікаційної роботи до кафедри	15.01.2025	
6	Захист кваліфікаційної роботи на засіданні Екзаменаційної комісії	22.01.2025	

Студент

_____ (підпис)

Дмитро ГЛАДИШ

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Олексій ТЮТЬКІН

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до кваліфікаційної роботи магістра:

59 стор., 25 рис., 2 табл., 15 літературних джерел.

Об'єкт розробки – пілонна станція метрополітену.

Мета роботи – чисельний аналіз конструкції пілонної станції на основі модифікованого методу Метродіпротрансу.

Метод дослідження – модифікований метод Метродіпротрансу та метод скінченних елементів.

В магістерській роботі виконано аналіз стану питання чисельного аналізу конструкції пілонної станції та варіантне проектування конструкції пілонної станції з різними матеріалами оправи і розрахунок гірського тиску на оправу пілонної станції.

Розроблена скінченно-елементна модель пілонної станції на основі модифікованого методу Метродіпротрансу. Проведений чисельний аналіз конструкції пілонної станції. Виконаний аналіз силових факторів та розрахунок на міцність (чавунний тубінг).

Виконано чисельний аналіз конструкції пілонної станції із зміною матеріалу оправи (залізобетонний блок).

Ключові слова: МЕТРОПОЛІТЕН, ПІЛОННА СТАНЦІЯ, ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ, МЕТОД СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, МОДИФІКОВАНИЙ МЕТОД МЕТРОДІПРОТРАНСУ

ЗМІСТ

ВСТУП	7
1 АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ ЧИСЕЛЬНОГО АНАЛІЗУ КОНСТРУКЦІЇ ПІЛОННОЇ СТАНЦІЇ.....	10
1.1 Аналіз основних положень визначення силових факторів в конструкції станції на основі МодМетродіпротрансу.....	10
1.2 Проектування конструкції пілонної станції із залізобетону.....	17
2 ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ КОНСТРУКЦІЇ ПІЛОННОЇ СТАНЦІЇ НА ОСНОВІ МОДИФІКОВАНОГО МЕТОДУ МЕТРОДІПРОТРАНСУ	28
2.1 Розрахунок гірського тиску на оправу пілонної станції	28
2.2 Розробка скінченно-елементної моделі пілонної станції на основі модифікованого методу Метродіпротрансу	31
2.3 Аналіз силових факторів в моделі пілонної станції, розрахованої модифікованим методом Метродіпротрансу	34
3 ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ КОНСТРУКЦІЇ ПІЛОННОЇ СТАНЦІЇ ІЗ ЗМІНОЮ МАТЕРІАЛУ ОПРАВИ	51
3.1 Аналіз силових факторів та розрахунок на міцність (чавунний тюбінг)	51
3.2 Перевірка на міцність оправу з чавуну	53
3.3 Закономірності силових факторів в оправі пілонної станції	54
ВИСНОВКИ.....	57
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ	58

ВСТУП

Метрополітен – це один із варіантів громадського транспорту для зручного переміщення по місту [1, 11]. Його можна порівняти з залізницею, але призначеною спеціально для перевезення пасажирів у великих містах. Перевагою метрополітену є висока швидкість переміщення між станціями, що дозволяє зекономити багато часу через те що метро рухається по власних коліях під землею і не залежить від ситуацій з наземним транспортом, тобто дозволяє уникати заторів та курсувати за чітким графіком, даючи можливість планувати свою поїздку заздалегідь.

Основною частиною метро є станції, і це не просто місця для посадки та висадки пасажирів, а справжні підземні міста зі своєю унікальною атмосферою та архітектурою. Кожна станція метрополітену – це маленьке мистецьке творіння, що відображає історію, культуру та дух міста.

Крім основної функції – забезпечення пересадки пасажирів, станції метро виконують і ряд інших функцій, наприклад дають змогу проводити різні культурні заходи, виставки або концерти, також інформує людей про рух потягів, дають змогу відвідати кафе, магазини або інші торгові точки розташовані на станції, чи просто відпочити. На сьогодні, під час повномасштабного вторгнення російської федерації в Україну, станції метрополітену глибокого закладення виконують важливу функцію укриття.

Пілонна станція метро – це особливий вид станції глибокого закладення, який відрізняється своєю характерною конструкцією та архітектурою. Пілонна станція складається з трьох тунелів, розташованих паралельно один одному, між якими знаходиться пілон – вертикальна стіна криволінійного обрису, яка використовується для підтримки склепіння і надає станції міцності, саме через це пілоні станції і мають таку назву [8]. Середній тунель зазвичай ширший і слугує як центральний зал, а бічні тунелі призначені для платформ, де пасажири чекають на поїзд. За Державними будівельними нормами (Кодекс) посадкові платформи називають бічними.

До переваг пілонних станцій можна віднести міцність (завдяки масивним пілонам такі станції дуже міцні и можуть витримувати значні навантаження) та естетику (пілонні станції часто мають величний і монументальний вигляд, який підкреслюється великими просторами і високими стелями). Недоліком пілонної станції є обмежена пропускна здатність, через наявність великої кількості пілонів простір між платформами може бути обмеженим, що може створювати певні незручності в «час пік».

Складністю пілонної станції як розрахункової схеми є те, що вона працює як єдина конструкція, тобто обов'язковим є врахування дії всіх її елементів. Для розрахунку використовують методи, які включають кілька підходів, спрямованих на оцінку роботи станції, її пропускну здатність, безпеку та комфорт для пасажирів [13]. Основними методами розрахунків є [10]:

- математичне моделювання, яке використовує аналітичні та чисельні методи для розрахунку різних параметрів станції, таких як пасажиропотоки, час обслуговування, навантаження на елементи станції;
- імітаційне моделювання – це застосування комп'ютерних моделей, які імітують поведінку пасажирів та роботу станції в реальному часі; ці моделі дозволяють передбачати поведінку системи за різних сценаріїв, таких як пікове навантаження або надзвичайні ситуації;
- емпіричні методи – використання даних із вже існуючих станцій метрополітену, що експлуатуються довгий час, для оцінки та коригування розрахунків; збір даних може містити вимірювання пасажиропотоків, часу очікування, швидкості пересування пасажирів тощо, завдяки цим даним можна коригувати теоретичні моделі на основі реальної ситуації та покращувати точність прогнозів;
- статистичні методи – застосування статистичних методів для аналізу даних про пасажиропотоки, часу обслуговування та інших характеристик, включає регресійний аналіз, ймовірнісне моделювання та методи оптимізації, ці данні допомагають оцінити очікувані навантаження на станцію та можливість виникнення перевантажень;

- метод Метродіпротрансу (модифікований) – модифікований метод включає детальне моделювання пасажиропотоків та розрахунки з урахуванням геометричних та технічних особливостей станції і враховує унікальні архітектурні рішення та сучасні технології.

Для вирішення задачі, поставленої в завданні на кваліфікаційну роботу на здобуття освітнього ступеня «магістр», був виконаний аналіз стану питання чисельного аналізу конструкції пілонної станції, виконане варіантне проєктування конструкції з різними матеріалами оправи і зроблений розрахунок гірського тиску на оправу станції, також розроблена скінченно-елементна модель пілонної станції на основі модифікованого методу Метродіпротрансу і виконаний аналіз силових факторів з розрахунком на міцність різних елементів оправи пілонної станції метрополітену.

1 АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ ЧИСЕЛЬНОГО АНАЛІЗУ КОНСТРУКЦІЇ ПЛОННОЇ СТАНЦІЇ

1.1 Аналіз основних положень визначення силових факторів в конструкції станції на основі МодМетродіпротрансу

Аналіз основних положень визначення силових факторів в конструкції станції на основі МодМетродіпротрансу – це спеціалізована задача, яка стосується проектування та аналізу конструкцій для транспортної інфраструктури, зокрема метрополітену [12]. МодМетродіпротранс (модифікований метод Метродіпротрансу) – це методологічний підхід для програмного комплексу, що застосовується для аналізу силових факторів у конструкціях метрополітену, забезпечуючи точність і надійність при проектуванні станцій та інших елементів інфраструктури.

Ось кілька ключових аспектів, які можуть бути розглянуті у цьому контексті [2, 14].

- **Силові фактори:** Це навантаження та сили, які впливають на конструкцію станції, такі як вага поїздів, динамічні навантаження, тиск ґрунту (гірський тиск), гідростатичний тиск, сейсмічні навантаження та інші фактори, що можуть вплинути на стабільність і безпеку конструкції.

- **Методологія:** МодМетродіпротранс містить методи і алгоритми для розрахунку та моделювання цих силових факторів. Це може включати використання комп'ютерних програм для симуляції навантажень та перевірки відповідності конструкцій нормам безпеки.

- **Аналіз і проектування:** У рамках цього аналізу розглядаються різні аспекти проектування, такі як вибір матеріалів, як проведено в цій магістерській роботі, конструктивні рішення, забезпечення стійкості конструкцій під впливом різних навантажень. Це важливо для забезпечення довговічності і безпеки станцій.

- **Інструменти та програмне забезпечення:** МодМетродіпротранс включає спеціалізоване програмне забезпечення для проведення розрахунків і аналізу

(мною застосовано професійний ліцензований комплекс SCAD [5, 15]), що дозволяє інженерам ефективно оцінювати вплив силових факторів на конструкцію.

- Норми та стандарти: Важливо враховувати норми і стандарти, що регламентують проектування транспортних об'єктів.

Концептуальними відмінностями нового (модифікованого) методу Метродіпротрансу є наступні [9, 12]:

1. На відміну від класичного метода Метродіпротрансу рішення систем і описання невідомих напружень і деформацій виконується не вирізанням вузлів, а рішенням конструкції в цілому. Це можливо за допомогою методу скінченних елементів (МСЕ), який не розбиває конструкцію, а знаходить невідомі, враховуючи змазок між частинами. Таким чином, знімається проблема, зв'язана з переміщенням пружної основи Фусса – Вінклера і гіпотези місцевих деформацій, яка автоматично перетворюється в гіпотезу загальних деформацій.

2. «Грунтові» стержні (стержні еквівалентної жорсткості) розглядаються у загальному випадку як пружно-пластичні тіла, що міняють деформаційні властивості із-за рівня напружень.

3. Розбивка криволінійної осі тунелю в загальному випадку не обмежується, але підбирається так, щоб відповідати умовам вірної дискретизації.

4. Закріплення стержнів еквівалентної жорсткості – шарнірно нерухоме із умови існування ґрунту.

5. Постановка стержнів по всьому контуру. В першому приближенні – знаходження стержнів, які недопустимо розтягнулись і зруйнувались; в другому – знаходження стержнів в яких відбулися пластичні зміни.

6. Широка робота із шарнірами, які є конструктивними, наприклад, шарніри між елементами оправи на відміну від штучних шарнірів методу сил, на якому базується метод Метродіпротрансу.

Цей аналіз є критично важливим для проектування станцій метрополітену, оскільки забезпечує безпеку і довговічність конструкцій, що необхідно для безперебійної роботи і захисту пасажирів.

Недостатня вивченість статичної роботи трисклепінчастих станцій метрополітену глибокого закладення, а також відсутність розроблених методик дослідження призвели до того, що для розрахунків конструктивних елементів повсюди застосовувалися плоскі розрахункові схеми. Їх використання було також обумовлено порівняною простотою розрахунків та розробленою методикою врахування вирізу в частині проходу [9, 13].

Але з широким застосуванням чисельних методів будівельної механіки (особливо МСЕ), які реалізовані за допомогою професійних розрахункових комплексів, стало можливим проведення просторових розрахунків станційних конструкцій. Виконання таких розрахунків та аналіз результатів показав недосконалість й неточність застосування плоских розрахункових схем, однак в рамках магістерської роботи їхнє застосування узгоджене складністю врахування просторового фактору, що притаманній більш серйозним дослідженням, наприклад, в рамках роботи на здобуття освітнього ступеня «доктор філософії».

Для з'ясування недоліків плоских схем проаналізуємо методику розрахунку з їх допомогою та виділимо основні помилки принципів їх побудови та застосування.

Розрахунок станції пілонного типу складається з трьох етапів [9, 13]:

1. Розрахунок навантажень, які діють на оправу станції.
2. Статичний розрахунок конструктивних елементів, отримання картини деформацій чи силових факторів.
3. Аналіз напружено-деформованого стану елементів станції, виконання розрахунку на міцність – перевірка найбільш небезпечних перерізів.

Важливим методологічним принципом розрахунку станцій за допомогою плоских розрахункових схем було розділення суцільної конструкції станції на ряд елементів. Таким чином, пілонна станція поділяється на три плоскі розрахункові схеми: пройомної частини (рис. 1.1, а), пілонної частини (рис. 1.1, б) та перемички, яка оформлює пройом (рис. 1.1, в) [9].

Розрахунок пілонної станції проводився в такому порядку [1, 6]:

Визначення навантажень: активного – вертикальний гірський тиск, пасивного – пружний відпор. Гірський тиск приймався у вигляді рівномірно розподіленого навантаження, зони «відлипання» та пружного відпору назначалися апріорі. На рис. 1.2 показана плоска розрахункова схема бокового тунелю трисклепінчастої станції в проїмній частині з вказівкою меж пружного відпору [9].

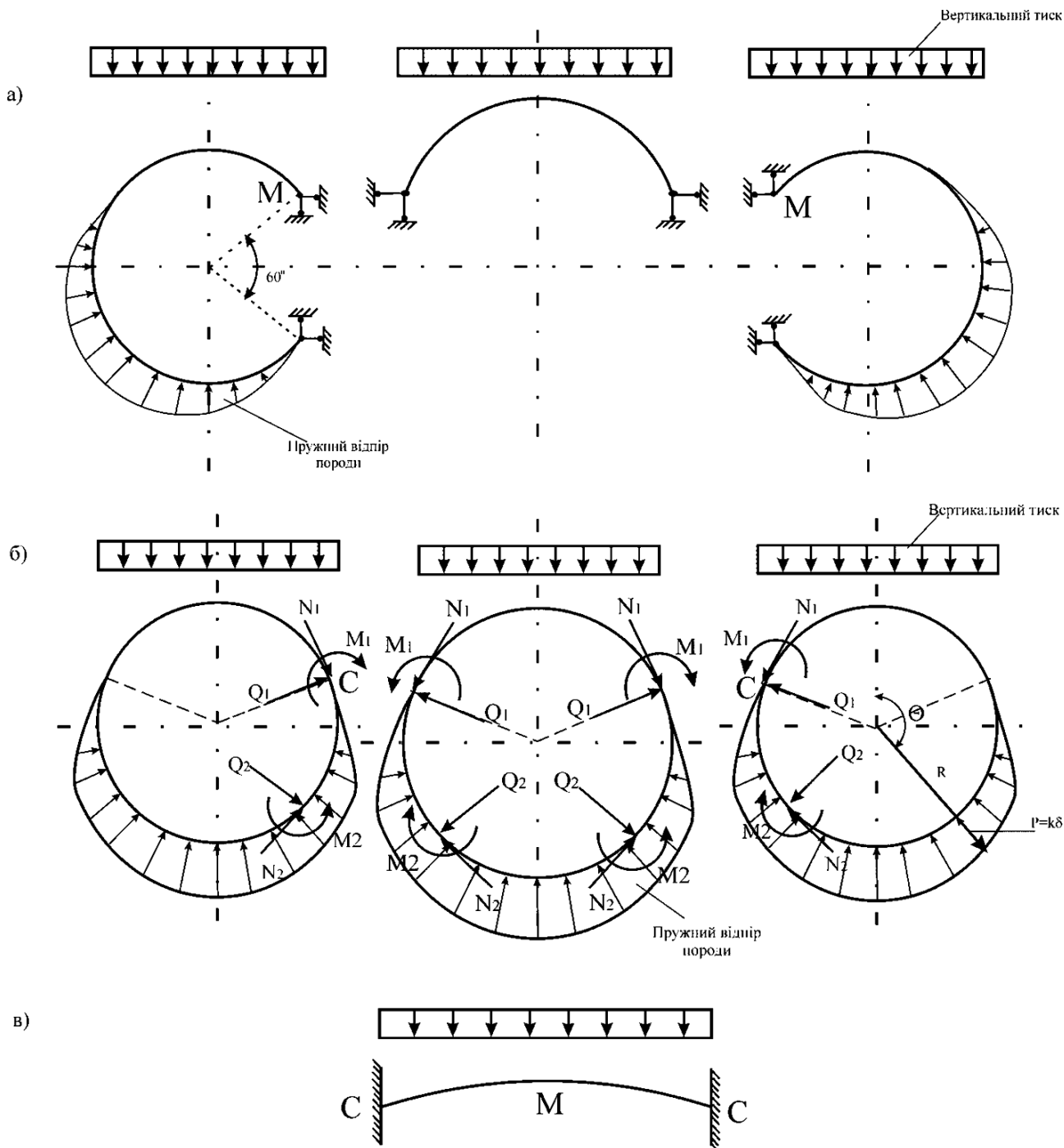


Рисунок 1.1 – Плоскі розрахункові схеми пілонної станції:
 а) у проїмній частині; б) у пілонній частині; в) у перемичці

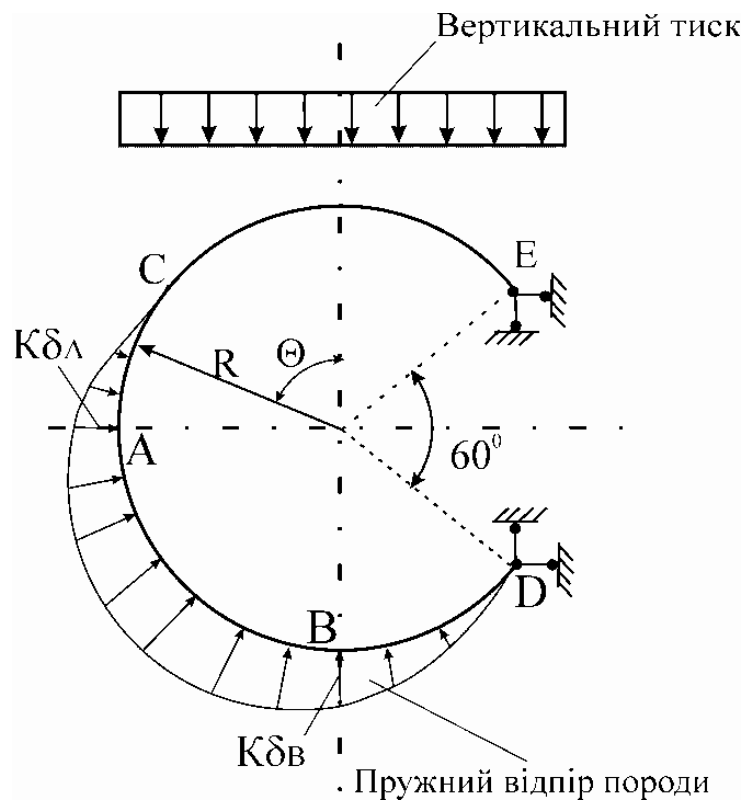


Рисунок 1.2 – Плоска розрахункова схема бокового тунелю трисклепінчастої станції в пройомній частині

Для подальших досліджень прийнято глину слабку з міцністю $f=1$ за М. М. Протод'яконовим, яка є характерною для закладання пілонної станції із діаметром станційних тунелів 8,5 м і з оправою із збірного залізобетону (рис. 1.3, а) або чавуну (рис. 1.4, б).

Такий тип станції характерний для обраної гірської породи, що є слабкою (грунт), і характерна для умов Київського метрополітену [4]. В м. Києві під час розбудови метрополітену, що розпочиналася з глибокого та надглибокого закладень (станція «Арсенальна» Святошинсько-Броварської лінії є пілонною і залягає на глибині 105,5 м, що є рекордом світу), пілонні станції застосовувалися частіш усього. Наявність спондилової глини із вказаною вище міцністю дозволяє зміну матеріалу оправи, тобто чавунних тубінгів на залізобетонні блоки. Однак така зміна повинна мати наукове обґрунтування, оскільки різний характер деформування цих матеріалів та елементів (блоки не мають зв'язків розтягнення, тубінги скріплюються болтами) суттєво впливає

Ширина кільця – 0,75, кількість кілець – 131 .

Проходка :

$$V_1 = S_1 \cdot L_{ст}$$

$L_{ст}$ – довжина станції, м³; S_1 – площа тунелю, м²

$$S_{пт} = \frac{\pi \cdot D_{3н}^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 5,6^2}{4} = 24,6 \text{ м}^2$$

Об'єм

$$V_{пт} = S_{пт} \cdot L_{пт} = 24,6 \cdot 98,25 = 2416,95 \text{ м}^3$$

$$V_{пт} \cdot 2 = 2416,95 \cdot 2 = 4833,9 \text{ м}^3$$

2. Розширення перерізу тунелю при проходці методом пілот-тунелю (лівий та правий станційні тунелі)

$$S_1 = \frac{\pi \cdot R^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 9,5^2}{4} = 70,846 \text{ м}^2$$

$$S_2 = S_1 - S_{пт} = 70,846 - 24,6 = 46,246 \text{ м}^2$$

$$V_2 = S_2 \cdot L_{пл} = 46,246 \cdot 98,25 = 4543,66 \text{ м}^3$$

$$V_2 \cdot 2 = 4543,66 \cdot 2 = 9087,339 \text{ м}^3$$

3. Проходка тунелів способом суцільного забою (середній тунель):

$$S_3 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 70,846 \text{ м}^2$$

$$V_3 = L_{пл} \cdot S_3 = 70,846 \cdot 98,25 = 6960,61 \text{ м}^3$$

4. Укладення збірної залізобетонної оправи із блоків:

$$S_5 = \frac{\pi}{4}(R_{ЗВ}^2 - R_{ВН}^2) = \frac{3,14}{4}(9,5^2 - 8,5^2) = 14,3 \text{ м}^2$$

$$V_4 = S_4 \cdot L_{пл} = 14,3 \cdot 98,25 = 1404,975 \text{ м}^3$$

$$V_4 \cdot 3 = 1404,975 \cdot 3 = 4214,925 \text{ м}^3$$

5. Проходка станційних тунелів:

$$V_5 = 3,396 \cdot 3 \cdot 3 = 30,564 \text{ м}^3$$

$$V_5 \cdot 10(\text{проход5} + \text{пілон5}) = 30,564 \cdot 10 = 305,64 \text{ м}^3$$

6. Влаштування колійних стін:

$$V_6 = 2,7 \cdot 0,3 \cdot L_{пл} = 2,7 \cdot 0,3 \cdot 98,25 = 79,5825 \text{ м}^3$$

$$V_6 \cdot 2 = 79,5825 \cdot 2 = 159,165 \text{ м}^3$$

7. Влаштування платформи:

$$V_7 = 0,3 \cdot 15 \cdot L_{пл} = 0,3 \cdot 15 \cdot 98,25 = 442,125 \text{ м}^3$$

1.3 Проектування конструкції пілонної станції із чавунних тюбінгів

Перш за все, будівництво пілонної станції із чавунних тюбінгів вимагає ретельного планування та розрахунків для забезпечення надійності та безпеки конструкції. Основні етапи будівництва можуть включати наступні кроки [7, 14]:

- Підготовчі роботи

Перед початком будівництва необхідно провести підготовчі роботи, такі як вимірювання та вивчення рельєфу місцевості, забезпечення доступу до будівельної площадки та зведення необхідних інженерних мереж.

- Виготовлення тюбінгів

Тюбінги можуть бути виготовлені із чавуну, алюмінію або сталі залежно від

умов експлуатації та навантажень, які будуть на них діяти. Після виготовлення тюбінгів, вони повинні бути доставлені на місце будівництва.

- Встановлення тюбінгів

Тюбінги повинні бути встановлені між пілонами та забезпечити необхідну міцність та стійкість конструкції. Тюбінги можуть бути чи з'єднані болтами.

- Тестування та здача в експлуатацію

Після завершення будівництва та встановлення обладнання, необхідно провести тестування станції, щоб перевірити її працездатність та безпеку. Після успішного тестування, станцію можна здати в експлуатацію.

Отже, будівництво пілонної станції із чавунних тюбінгів є складним та вимагає ретельного планування та розрахунків. Головні етапи будівництва включають підготовчі роботи, проходку пілот-тунелів, розширення пілот-тунелів до розміру станційних тунелів, спорудження проходів між станційними тунелями.

Розглянемо другий варіант конструкції станції: конструкція пілонної станції із чавуна (рис 1.6) [6, 8].

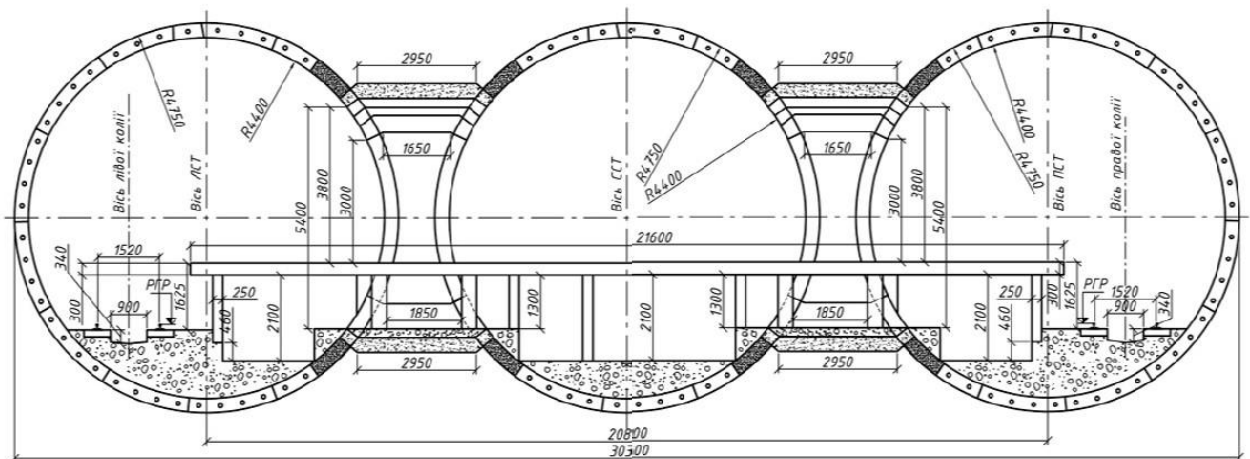


Рисунок 1.6 – Конструкція пілонної станції з чавунних тюбінгів із діаметром станційних тунелів 8,5 м

1. Проходка пілот-тунелю:

$$L_{\text{пл}} = 131 \cdot 0,75 = 98,25 \text{ м}$$

Ширина кільця – 0,75, кількість кілець – 131.

Проходка :

$$V_1 = S_1 \cdot L_{ст}$$

$L_{ст}$ – довжина станції, м³; S_1 – площа тунелю, м²

$$S_{пт} = \frac{\pi \cdot D_{3н}^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 5,6^2}{4} = 24,6 \text{ м}^2$$

Об'єм

$$V_{пт} = S_{пт} \cdot L_{пт} = 24,6 \cdot 98,25 = 2416,95 \text{ м}^3$$

$$V_{пт} \cdot 2 = 2416,95 \cdot 2 = 4833,9 \text{ м}^3$$

2. Розширення перерізу тунелю при проходці методом пілот-тунелю (лівий та правий станційні тунелі)

$$S_1 = \frac{\pi \cdot R^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 9,5^2}{4} = 70,846 \text{ м}^2$$

$$S_2 = S_1 - S_{пт} = 70,846 - 24,6 = 46,246 \text{ м}^2$$

$$V_2 = S_2 \cdot L_{пл} = 46,246 \cdot 98,25 = 4543,66 \text{ м}^3$$

$$V_2 \cdot 2 = 4543,66 \cdot 2 = 9087,339 \text{ м}^3$$

3. Проходка тунелів способом суцільного забою (середній тунель):

$$S_3 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 70,846 \text{ м}^2$$

$$V_3 = L_{пл} \cdot S_3 = 70,846 \cdot 98,25 = 6960,61 \text{ м}^3$$

4. Вкладання чавунної оправи:

$$S_4 = \frac{\pi}{4} (R_{ЗВ}^2 - R_{ВН}^2) = \frac{3,14}{4} (9,5^2 - 8,8^2) = 10,055 \text{ м}^2$$

$$V_4 = S_4 \cdot L_{пл} = 14,3 \cdot 98,25 = 1404,975 \text{ м}^3$$

$$V_4 \cdot 3 = 1404,975 \cdot 3 = 4214,925 \text{ м}^3$$

$$m_4 = \gamma_{чав} \cdot V_5 = 7,2 \cdot 2398,117 = 17266,44 \text{ т}$$

Питома вага чавуну:

$$V_4 \cdot \gamma \cdot n = 2398,117 \cdot 7,2 \cdot 0,33 = 5697,926$$

$$\gamma = 7,2$$

$$n = 0,33$$

5. Проходка станційних тунелів:

$$V_5 = 3,396 \cdot 3 \cdot 3 = 30,564 \text{ м}^3$$

$$V_5 \cdot 10(\text{проход}5 + \text{пілон}5) = 30,564 \cdot 10 = 305,64 \text{ м}^3$$

6. Влаштування колійних стін:

$$V_6 = 2,7 \cdot 0,3 \cdot L_{пл} = 2,7 \cdot 0,3 \cdot 98,25 = 79,5825 \text{ м}^3$$

$$V_6 \cdot 2 = 79,5825 \cdot 2 = 159,165 \text{ м}^3$$

7. Влаштування платформи:

$$V_7 = 0,3 \cdot 15 \cdot L_{пл} = 0,3 \cdot 15 \cdot 98,25 = 442,125 \text{ м}^3$$

Після проведеного варіантного проектування, слід виконати техніко-економічне обґрунтування (табл. 1.1-1.2) [6].

Таблиця 1.1 – Конструкція із залізобетонних блоків

№ роботи	Назва роботи	Шифр	Вимірювач	Об'єм	Трудовитрати на одиницю, люд.-год	Трудовитрати на об'єм, люд.-год
1	Проходка пілот-тунелю механізованим щитом (станційні тунелі)	29-80-7	100 м ³ ґрунту	4833,9	38,6 (І-ІІ група)	1865,88
2	Розширення перерізу тунелю при проходці методом пілот-тунелю (станційні тунелі)	29-80-7	100 м ³ ґрунту	9087,339	595,7 (І група)	54133,279
3	Проходка тунелів способом суцільного забою (середній тунель)	29-70-9	100 м ³ ґрунту	6960,61	504,02 (І-ІІ група)	35092,32
4	Вкладання залізобетонної оправи із блоків	29-126-11	100 м ³ з/б	4214,925	1548,4	65263,89
5	Проходка проходів станційних	29-93-1	100 м ³ ґрунту	305,64	1229,2 (І група)	3756,927

№ роботи	Назва роботи	Шифр	Вимірювач	Об'єм	Трудовитрати на одиницю, люд.-год	Трудовитрати на об'єм, люд.-год
	тунелів					
6	Влаштування колійних стін	29-155-1	100 м ³ з/б	159,165	1300,3	2069,622
7	Влаштування платформи	29-153-2	100 м ³ з/б	442,125	1227,7	5427,968

Таблиця 1.2 – Конструкція із чавунних тюбінгів

№ роботи	Назва роботи	Шифр	Вимірювач	Об'єм	Трудовитрати на одиницю, люд.-год	Трудовитрати на об'єм, люд.-год
1	Проходка пілот-тунелю механізованим щитом (станційні тунелі)	29-80-7	100 м ³ ґрунту	4833,9	38,6 (I-II група)	1865,88
2	Розширення перерізу тунелю при проходці методом пілот-тунелю (станційні тунелі)	29-80-7	100 м ³ ґрунту	9087,339	595,7 (I група)	54133,279
3	Проходка тунелів способом суцільного забою (середній	29-70-9	100 м ³ ґрунту	6960,61	504,02 (I-II група)	35092,32

№ роботи	Назва роботи	Шифр	Вимірювач	Об'єм	Трудовитрати на одиницю, люд.-год	Трудовитрати на об'єм, люд.-год
	тунель)					
4	Вкладання чавунної оправи	29-128-4	1 т чавуну	17266,44	4,55	78562,302
5	Проходка проходів станційних тунелів	29-93-1	100 м ³ ґрунту	305,64	1229,2 (I група)	3756,927
6	Влаштування колійних стін	29-155-1	100 м ³ з/б	159,165	1300,3	2069,622
7	Влаштування платформи	29-153-2	100 м ³ з/б	442,125	1227,7	5427,968

Для подальших досліджень обираються обидва варіанти, однак першим розглядається варіант із залізобетонних блоків і, як альтернативний, варіант з чавунних тубінгів.

У випадку будівництва станції в необводнених нестійких ґрунтах, коли розкриття забою на весь переріз може спричинити його обвалення, для спорудження станційних тунелів застосовують метод пілот-тунелю [6, 7, 14].

Основна ідея цього методу полягає в тому, що виробку спочатку розкривають до розмірів основного тунелю у два етапи: на початку створюють тунель меншого діаметра, який обрамлений чавунними або залізобетонними тубінгами діаметром D_0 (пілот-тунель), а потім розширюють його до проєктного діаметра D . Це дозволяє розділити велику площу забою на дві меншої площі, використовуючи опору пілот-тунелю як стабільну основу для кріплення основного тунелю.

При будівництві тунелів великого перерізу методом пілот-тунелю можливі дві організаційні схеми: паралельна і послідовна. Ці схеми визначають порядок

виконання робіт у пілот-тунелі та основному тунелі. При паралельній схемі роботи оправа пілот-тунелю відбувається одночасно з відставанням від забою основного тунелю на 12...15 м. Такий підхід доцільний при будівництві довгих тунелів, оскільки дозволяє скоротити загальні строки будівництва. Однак це може призвести до певних складнощів, пов'язаних з одночасним навантаженням ґрунту в зоні розширення виробки та транспортування матеріалів у пілот-тунелі.

Ці недоліки усуваються при використанні послідовної схеми. У цьому випадку роботи з розширення виробки починаються лише після завершення проходки пілот-тунелю. Саме послідовна схема зазвичай застосовується для будівництва станційних тунелів метрополітену через їх відносно невелику довжину. Процес проходки пілот-тунелю здійснюється відповідно до визначеної технологічної схеми (рис. 1.7) [б].

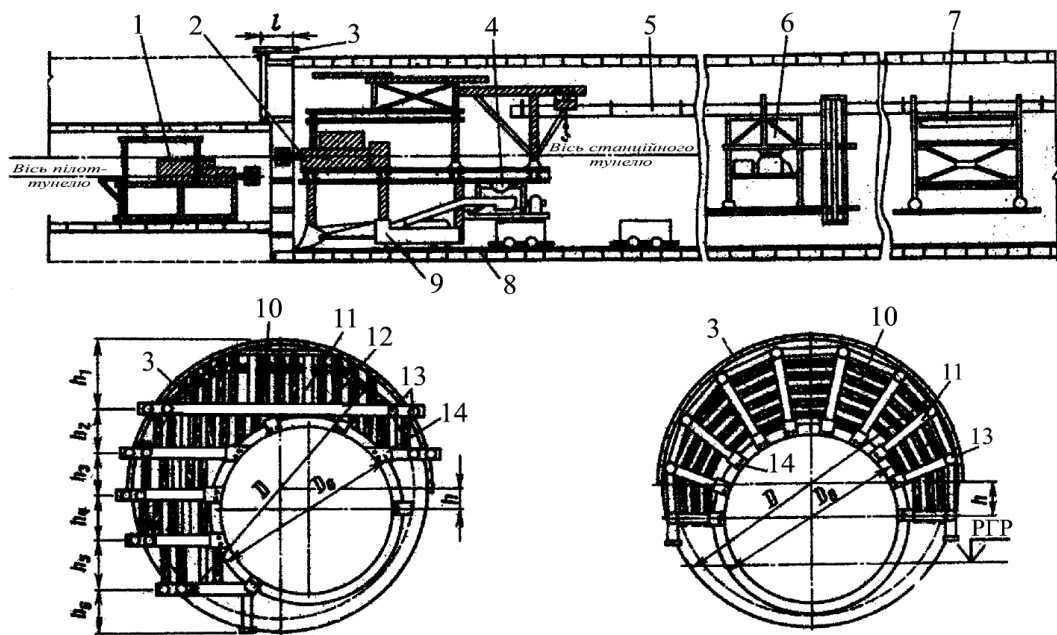


Рисунок 1.7 – Технологічна схема і кріплення способу пілот-тунелю

На початковому етапі будівництва тунель діаметром 5,5 м проходять за допомогою тунельного укладальника 1 або перегінного щита, в якому встановлюють тимчасову оправа. Вісь пілот-тунелю визначають так, щоб забезпечити оптимальні умови для розробки та кріплення обох забоїв,

враховуючи геологічні умови місцевості. Під час будівництва бокових тунелів станції вісь пілот-тунелю суміщають з віссю станційної колії, а при спорудженні середнього тунелю — з його віссю, зміщуючи центр виробок по висоті.

Ґрунт розробляють за допомогою відбійних молотків, починаючи зверху і рухаючись вниз. Глибину заходки 1 визначають так, щоб можна було розібрати кільце оправи пілот-тунелю та змонтувати одне або два кільця оправи для станційного тунелю. Покрівлю виробки підтримують за допомогою марчеванів 3, один кінець яких втягується за кільце оправи станційного тунелю, а інший — у штрабу по периметру виробки. Кінці марчеван підхоплюють кружальною аркою, яка спирається на вертикальні або похилі стояки 11.

Лоб забою підтримують дошками 10, розпираючи їх на горизонтальні балки або труби 12, які встановлюють на певній висоті з відповідним кроком, або на радіальні стояки, що спираються на кільце оправи пілот-тунелю. Балки та стояки в місцях їх спирання на оправу пілот-тунелю притискаються до забою за допомогою горизонтальних розпірок — рошпанів 13, що упираються в сталеві пластини 14. Ці пластини фіксують по периметру кільця, кріплячи їх болтами до ребер тубінгів із пересувної платформи 8.

Після звільнення кільця оправи пілот-тунелю від ґрунту за допомогою породонавантажувальної машини 9, його розбирають за допомогою укладальника 1 і монтують нове кільце постійної оправи станційним укладальником 2. У змонтоване кільце постійної оправи здійснюють первинне нагнітання із відставанням у 1-2 кільця за допомогою розчинонагнітача 4, після чого виконують контрольне нагнітання 6, карбування швів 7, а також монтують труби вентиляції 5.

Організація робочої сили, устаткування та механізмів у станційному тунелі відповідає загальноприйнятим методам проходки.

2 ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ КОНСТРУКЦІЇ ПІЛОННОЇ СТАНЦІЇ НА ОСНОВІ МОДИФІКОВАНОГО МЕТОДУ МЕТРОДПРОТРАНСУ

2.1 Розрахунок гірського тиску на оправу пілонної станції

Розрахунок гірського тиску на оправу пілонної станції є критично важливим завданням у проектуванні та будівництві ліній метрополітену [3, 6]. Гірський тиск – це сила, яка діє на конструкцію станції внаслідок ваги ґрунту та інших матеріалів, що знаходяться над станцією. Неправильний розрахунок цього тиску може призвести до деформації й руйнування основи або навіть деформування станційної конструкції.

Фактори, що впливають на гірський тиск:

- Тип ґрунту: Щільність, вологість, кут внутрішнього тертя ґрунту значно впливають на величину гірського тиску.
- Геологічні умови: Наявність тріщин, шарів різної міцності, підземних вод можуть змінювати розподіл тиску.
- Рельєф місцевості: Кут нахилу схилу, висота насипу або виїмки впливають на величину і напрямок сили.
- Кліматичні умови: Температура, опади, замерзання ґрунту можуть змінювати властивості ґрунту і, відповідно, гірський тиск.
- Конструктивні особливості станції: Геометрія та конструктивні особливості впливають на розподіл тиску.

Методи розрахунку:

Існує кілька методів розрахунку гірського тиску, які можуть бути використані залежно від складності геологічних умов і вимог до точності розрахунку. Найбільш поширені методи включають:

- Метод граничного рівноваги: Цей метод базується на аналізі стійкості ґрунтового масиву навколо станційної конструкції. Розрахунки проводяться за допомогою теорії граничного рівноваги, яка дозволяє визначити граничні значення напружень в ґрунті.
- Метод скінченних елементів: МСЕ дозволяє моделювати складні

геометричні форми і неоднорідні матеріали. Він дозволяє отримати детальний розподіл напружень в ґрунті і конструкції станції пілонного типу.

- Емпіричні формули: Для простих випадків можуть використовуватися емпіричні формули, які базуються на результатах експериментальних досліджень.

Основні етапи розрахунку:

- Збір вихідних даних: Визначення геометричних характеристик станції пілонного типу, фізико-механічних властивостей ґрунту, геологічних умов ділянки.

- Проектування основи: Проектування станції пілонного типу з урахуванням розрахованого гірського тиску.

- Вибір методу розрахунку: Вибір методу розрахунку залежить від складності задачі і необхідної точності результатів.

- Розрахунки: Проведення розрахунків за обраним методом.

- Аналіз результатів: Оцінка отриманих результатів, визначення допустимих напружень в ґрунті і конструкції станції пілонного типу.

Визначення навантажень, які діють на оправу пілонної станції, є однією з основних частин статичного розрахунку. Уже під час вибору варіантів станції визначається величина навантажень від гірського тиску для кожного варіанта станції, оскільки це суттєво впливає на вибір її типу. Станція розташована у слабкій глини, навантаження на оправу визначаємо на основі гіпотези склепіння обвалення проф. М. М. Протод'яконова.

В останній час дана гіпотеза переглянута і замінена гіпотезою повного стовпа, однак значення, які отримуються з її допомогою, є завищеними і не дозволяють виконати розрахунок на міцність. Тому в магістерській роботі прийнята гіпотеза склепіння.

На рис. 2.1 наведена схема визначення вертикального навантаження для пілонної станції глибокого закладення у ґрунті, в якому виникає склепіння обвалення.

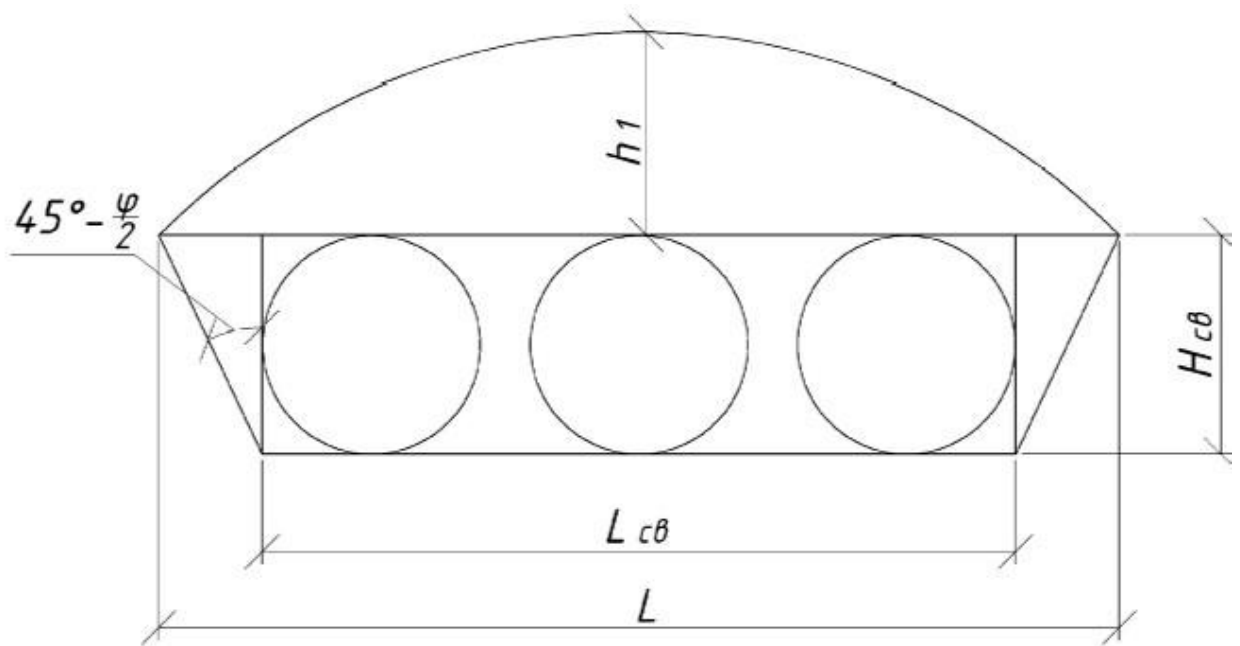


Рисунок 2.1 – Схема визначення вертикального навантаження для станції пілонного типу

Знаходимо ширину склепіння обвалення для умов, наданих в Розділі 1:

$$L = L_{св} + 2 * H_{св} * tg \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 30,3 + 2 * 8,8 * tg \left(45^\circ - \frac{33}{2} \right) = 30,2$$

Висота склепіння обвалення дорівнює:

$$h_1 = \frac{L}{2 * f} = \frac{30,2}{2 * 1} = 15,1 \text{ м}$$

Знаходимо нормативний вертикальний тиск:

$$q_b^H = \gamma * h_1 = 19 * 15,1 = 286,9 \text{ кН/м}^2$$

Розрахунковий вертикальний тиск визначається з урахуванням коефіцієнту запасу 1,5 :

$$q_b^P = 286,9 * 1,5 = 430,35 \text{ кН/м}^2$$

Оскільки змодельовано в скінченно-елементній моделі не 1 м, а ширина елемента оправи (0,75 м), розрахунковий вертикальний тиск дорівнює:

$$q_v^p = 430,35 * 0,75 = 322,76 \text{ кН/м}^2$$

Коефіцієнт пружного відпору $k = 5 * 10^4 \text{ кН/м}^3$ для глини згідно методичним вказівкам.

2.2 Розробка скінченно-елементної моделі пілонної станції на основі модифікованого методу Метродіпротрансу

Моделювання пружного відпору у вигляді стержнів еквівалентної жорсткості виконується з наступних міркувань [6, 12]. Безпосереднє забезпечення радіальних переміщень оправи, а звідси і інтенсивність пружного відпору, яка знаходилася перемноженням переміщення на коефіцієнт пружного відпору не зовсім вірно, хоча вищезгадане логічно впливає із гіпотези Фуса – Вінклера (гіпотеза прямої пропорційності напружень та деформацій), яка була вибрана в якості робочої гіпотези в попередніх розрахунках. У випадку безпосереднього забезпечення радіальних переміщень оправи головне не враховано, а саме: радіальне переміщення δ від вертикального навантаження знаходиться без урахування взаємодії ґрунту за оправою, тобто без урахування його стиснення. Переміщення δ інтерпретуються як миттєві переміщення оправи в ґрунт, що в реальному житті неможливо. Точка на оправі, під дією гірського вертикального тиску переміщується в сторону ґрунту, які мають пружні властивості, тобто переміщення отримані без урахування пружних властивостей ґрунту невірна.

В якості робочої гіпотези приймаємо гіпотезу місцевих деформацій (Фуса – Вінклера), промодельуємо ґрунт за оправою, пружність (як характеризується коефіцієнтом пружного відпору) стержнями еквівалентної жорсткості. Дані стержні, поставлені в границях пружного відпору, зможуть реально описати

пружні властивості ґрунту, його здатність до стиску, а звідси і його пасивний тиск.

Кількість цих стержнів в процесі розрахунку буде мінятися, так як в стержнях, в яких утворюється розтягнення, будуть відкинуті і буде проведений перерахунок до тих пір, поки не будуть знайдені точні границі зони пружного відпору (рис. 2.2) [6, 12].

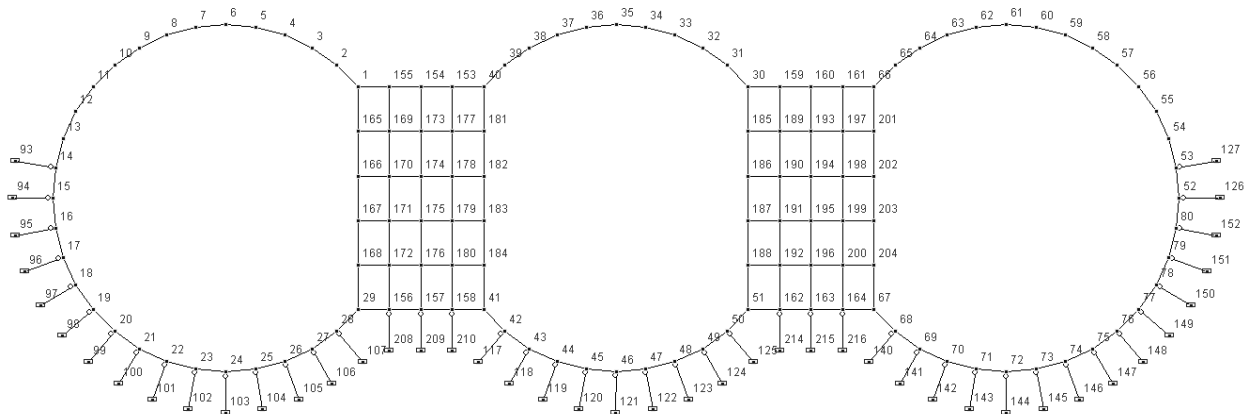


Рисунок 2.2 – Розрахункова схема станції пілонного типу

Площа еквівалентного стержня для моделі пілонної станції з залізобетонних блоків знаходиться за формулою:

$$A = \frac{kl}{En}, \quad (2.1)$$

$$A = \frac{5 \cdot 10^4 \cdot 1}{32,5 \cdot 10^5 \cdot 45} = 0,000342 \text{ м}^2$$

де k – коефіцієнт пружного відпору; l – довжина стержня, дорівнює 1 м із умов зручності створення скінчено-елементної моделі; E – модуль пружності матеріалу оправи; n – кількість стержнів.

Еквівалентний стержень з площею A має наступні геометричні розміри:

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{0,000342} = 0.019 \text{ м.}$$

Площа еквівалентного стержня для моделі пілонної станції з чавунних тубінгів знаходиться за формулою:

$$A = \frac{kl}{En}, \quad (2.2)$$

$$A = \frac{5 * 10^4 * 1}{100 * 10^6 * 45} = 0,0000011 \text{ м}^2$$

де k – коефіцієнт пружного відпору; l – довжина стержня, дорівнює 1 м із умов зручності створення скінчено-елементної моделі; E – модуль пружності матеріалу оправи; n – кількість стержнів.

Еквівалентний стержень з площею A має наступні геометричні розміри:

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{0,0000011} = 0.0011 \text{ м.}$$

Площа стержня буде мінятися, так як кількість стержнів еквівалентної жорсткості буде мінятися. Діалог із присвоєнням властивостей стержнів в моделі виконується із перевіркою жорсткості (рис. 2.3).

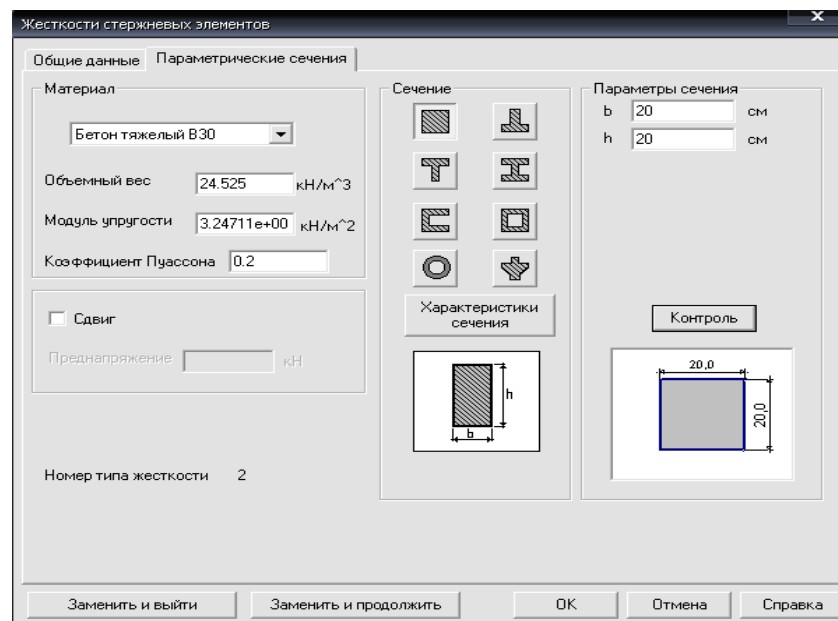


Рисунок 2.3 – Діалог із присвоєнням властивостей еквівалентних стержнів в SCAD

Після присвоєння жорсткості моделі, розпочинається ітераційний процес перевірки нормальних сил та пошуку стержнів, в яких відбувається розтяг – ці стержні відкидаються і створюється нова уточнена модель.

Контроль нормальних сил дозволяє чітко та швидко відкинути стержневі елементи, які на епюрі нормальних сил мають знак «+» (пошук «зони відлипання»), так як ґрунт не може працювати на розтяг із отриманням уточненої моделі.

2.3 Аналіз силових факторів в моделі пілонної станції, розрахованої модифікованим методом Метродіпротрансу

Із порівняння моментів, можна зробити висновок, що ітераційний процес відкидання зайвих стержнів значно впливає на перерозподіл силових факторів. Але застосування уточненої моделі є більш відповідним до реального деформування колової оправи із оточуючим ґрунтом, але така модель коректно може застосовуватися лише для суцільної оправи, наприклад, монолітної (рис. 2.4).

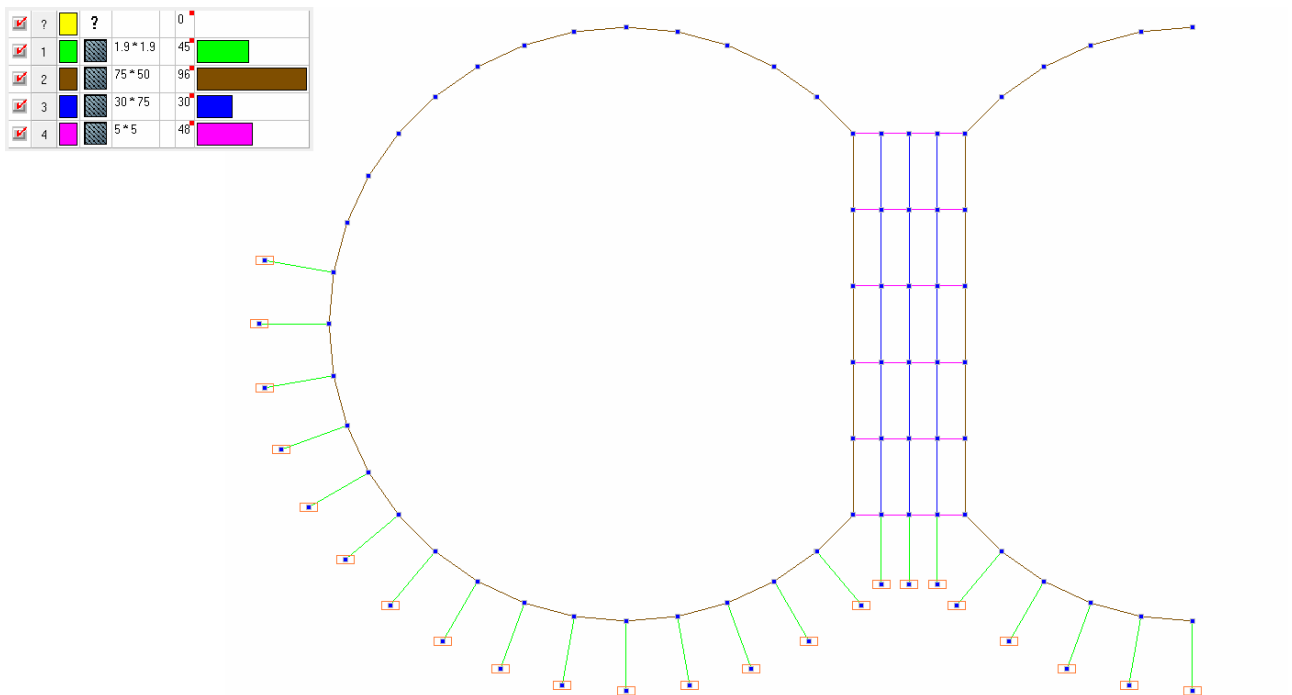


Рисунок 2.4 – Уточнена розрахункова модель із залізобетону

Перед перевіркою оправи на міцність слід виконати її армування, виходячи із правила симетричного армування блока чи тюбінга, тобто розміщення однакової кількості арматури в розтягнутій та стиснутій зонах. Таке розміщення пояснюється тим, що нормальний блок або тюбінг може бути змонтований у зоні як від'ємних, так і додатних моментів [6].

Для поздовжньої робочої арматури потрібно застосовувати стержні діаметром не менше 12 мм і не більше 40 мм. Мінімальна відстань у світлі між стержнями арматури повинна бути не менша діаметра стержня і не менша 25 мм. Найбільшу відстань між осями стержнів робочої арматури приймають не більше за 1,5 товщини елемента.

Згідно з правилами коефіцієнт армування повинен складати $\mu = 1,5 \dots 3 \%$, тобто площа поперечного перерізу арматури $A_s^{\text{факт}}$ повинна становити $1,5 \dots 3 \%$ поперечного перерізу блока A_b .

1. Визначення площі поперечного перерізу блока:

$$A_b = bh,$$

$$A_b = 0,75 * 0,3 = 0,225 \text{ м}^2$$

де b і h – ширина й товщина елемента оправи відповідно.

2. Попереднє визначення площі арматури:

$$A_s^{\text{сум}} = \mu A_b,$$

$$A_s^{\text{сум}} = 0,01 * 0,225 = 0,00225 \text{ м}^2$$

3. Площа поперечного перерізу одного стержня становить:

$$A_{1\text{ст}} = \pi r^2,$$

$$A_{1\text{ст}} = 3,14 * 0,012^2 = 0,00038 \text{ м}^2$$

де $r_{\text{ст}}$ – радіус стержня арматури, $r_{\text{ст}} = 12 \text{ мм}$.

4. Визначення кількості стержнів робочої арматури:

$$n = \frac{A_S^{\text{сум}}}{A_{1\text{ст}}}$$

$$n = \frac{0,00225}{0,00038} = 5,92 \approx 6 \text{ шт}$$

Кількість стержнів округлюється до цілого парного значення.

5. Фактична площа арматури становить:

$$A_S^{\text{факт}} = A_S + A'_S = nA_{1\text{ст}}$$

$$A_S^{\text{факт}} = 6 * 0,00038 = 0,00228 \text{ м}^2$$

6. Площа розтягнутої A_S та стиснутої A'_S арматури:

$$A_S = A'_S = \frac{A_S^{\text{факт}}}{2}$$

$$A_S = \frac{0,00228}{2} = 0,00114 \text{ м}^2$$

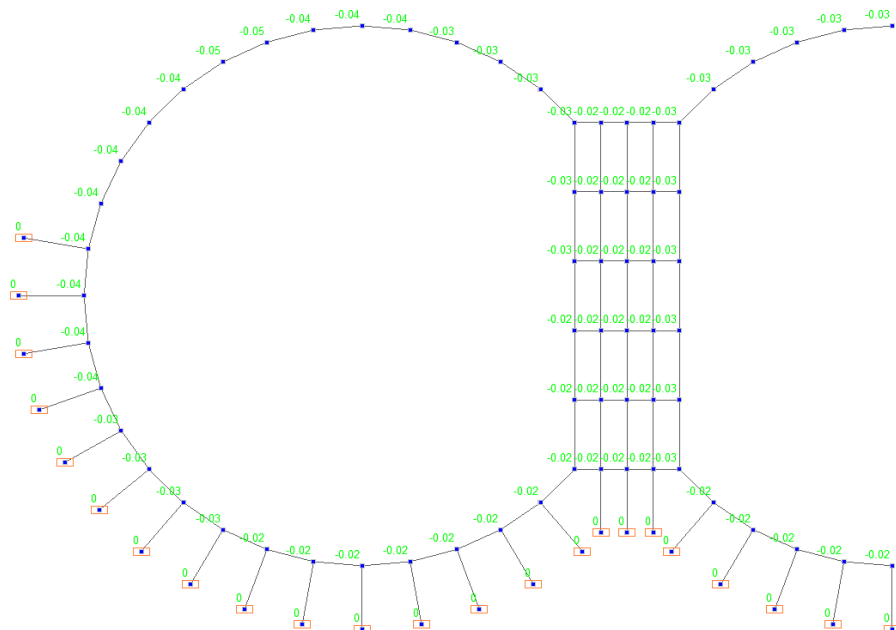
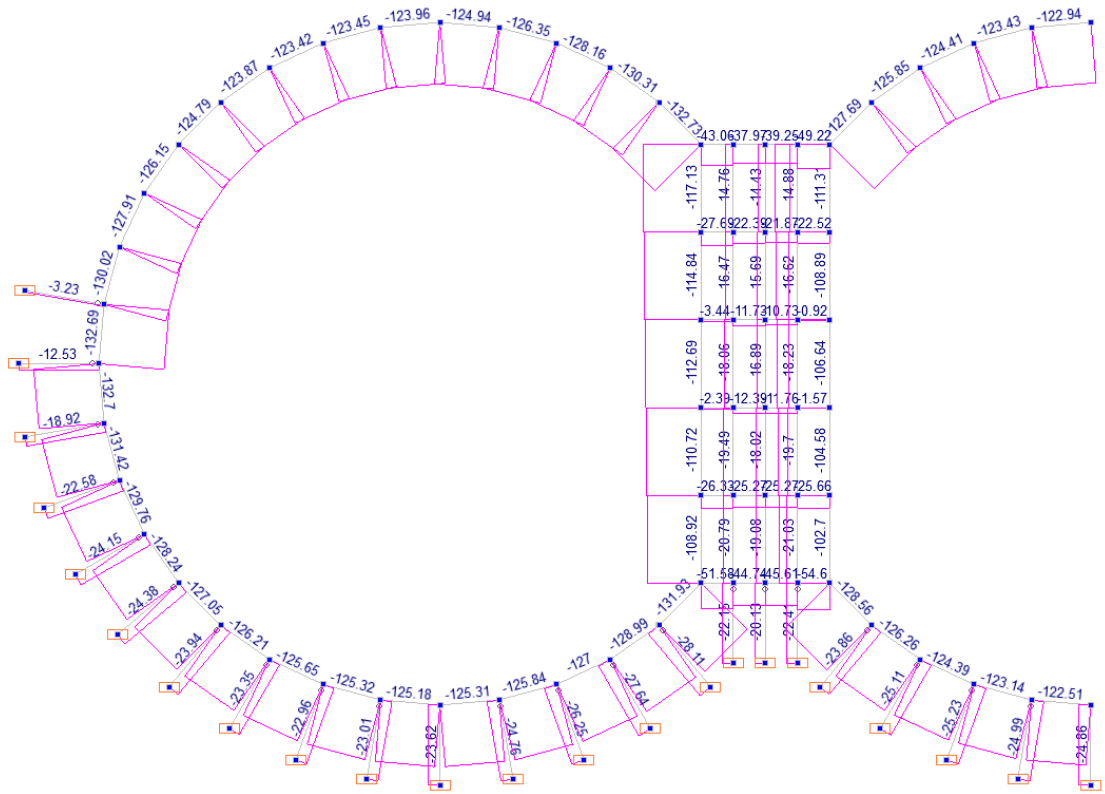


Рисунок 2.5 – Епюра вертикальних переміщень
в моделі із залізобетону з товщиною блока 0,3 м

а)



7. Визначення ексцентриситету нормальної сили e_0 (рис. 2.5, 2.6) відносно геометричної осі центру ваги перерізу елемента:

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{163,5}{1234,2} = 0,13 \text{ м}$$

8. Перевірку блоків на міцність виконують за формулою розрахунку перерізів, які працюють у режимі позацентрального стиску:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

де N – поздовжня сила в перерізі, який перевіряється;

e – ексцентриситет нормальної сили N відносно центру розтягнутої арматури: для блока

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a$$

$$e = 0,13 + \frac{0,3}{2} - 0,041 = 0,239 \text{ м.}$$

R_b – розрахунковий опір бетону класу В30 на стиск, $R_b = 17000 \text{ кН/м}^2$;

b – ширина блока або тюбінга, якщо стиснута зона бетону розташована в його спинці (рис. 2.7);

x – висота стиснутої зони бетону;

h_0 – геометричний параметр перерізу – висота перерізу від верхньої фібри до центру стержня розтягнутої арматури;

R_{sc} – розрахунковий опір арматури класу А400 на стиск, $R_{sc} = 35500 \text{ кН/м}^2$;

A'_s – площа стиснутої арматури, $A'_s = 0,00114 \text{ м}^2$;

a' – геометричний параметр перерізу – сумарна відстань від верхньої фібри

до центру стержня стиснутої арматури, $a' = 0,041$ м.

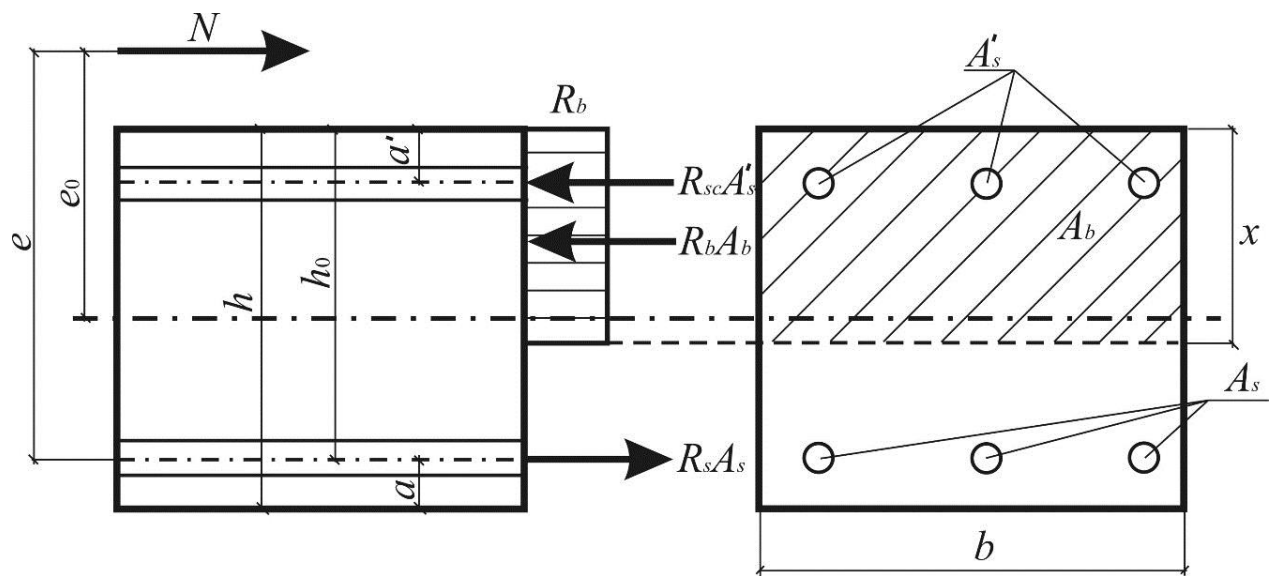


Рисунок 2.7 – Схема позначень розрахунку на міцність для блока

Мінімальну товщину бетонного захисного шару для збірних залізобетонних оправ приймають: а) при товщині елемента від 150 до 300 мм – 20 мм; б) при товщині елемента від 310 до 500 мм – 25...30 мм; в) при товщині елемента більше 500 мм – 35...40 мм. В агресивному середовищі товщина шару повинна бути збільшена на 10 мм.

9. Висота стиснутої зони x визначається з формули:

$$N + R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x,$$

Оскільки $R_s A_s = R_{sc} A'_s$ при симетричному армуванні блока:

– для блока або тюбінга, якщо стиснута зона бетону розташована в його спинці

$$x = \frac{N}{R_b b},$$

$$x = \frac{1092,7}{17000 \cdot 0,75} = 0,0857 \text{ м}$$

Підставляємо всі значення у формулу і виконуємо перевірку:

$$1234,2 * 0,239 \leq 17000 * 0,75 * 0,0857(0,259 - 0,5 * 0,0857) + 35500 * 0,00114(0,259 - 0,041)$$

$$294,9 \leq 245,005$$

$$n = \frac{245,005}{294,9} = 0,83 \text{ разів.}$$

Залізобетонна оправа не проходить перевірку на міцність, спробуємо збільшити товщину блока з 0,3 м до 0,4 м та визначити, чи зможе оправа перейти перевірку на міцність (рис. 2.8, 2.9).

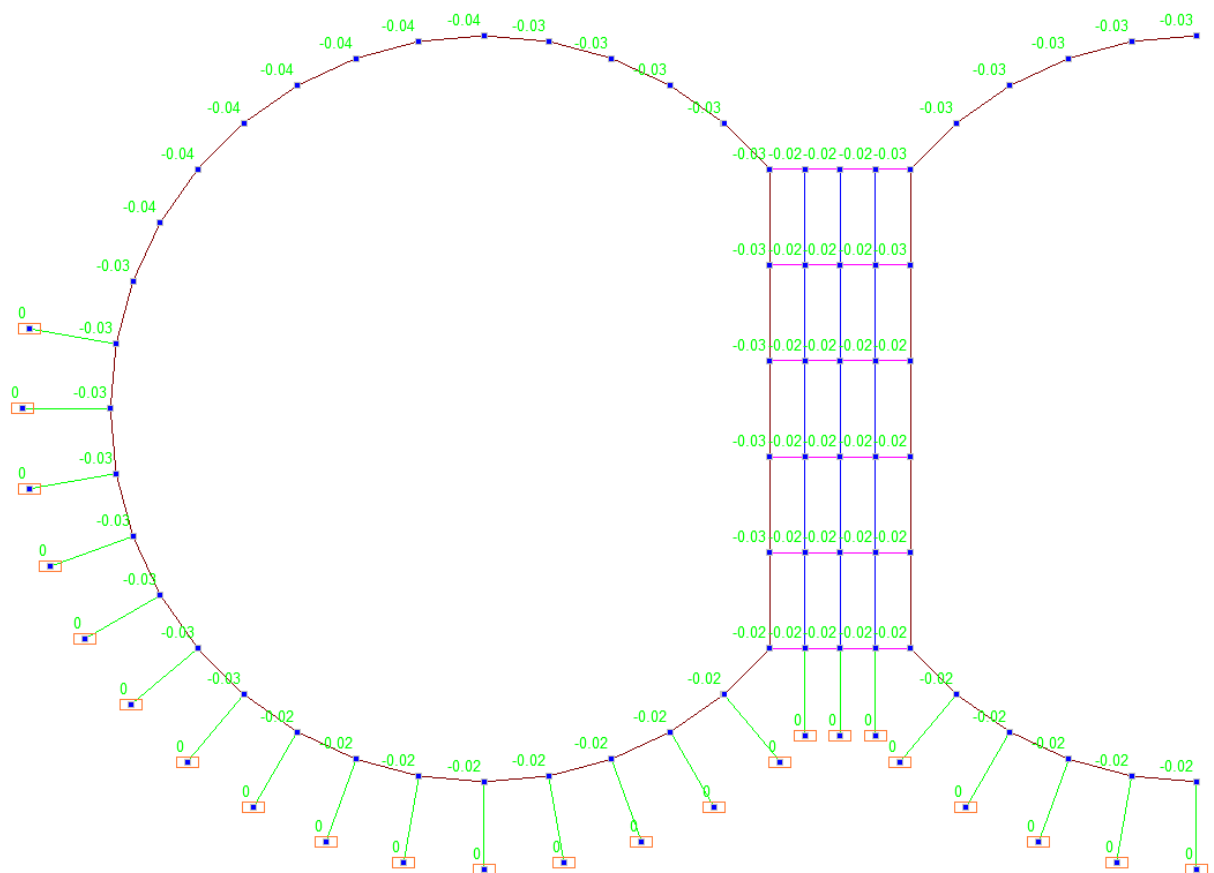
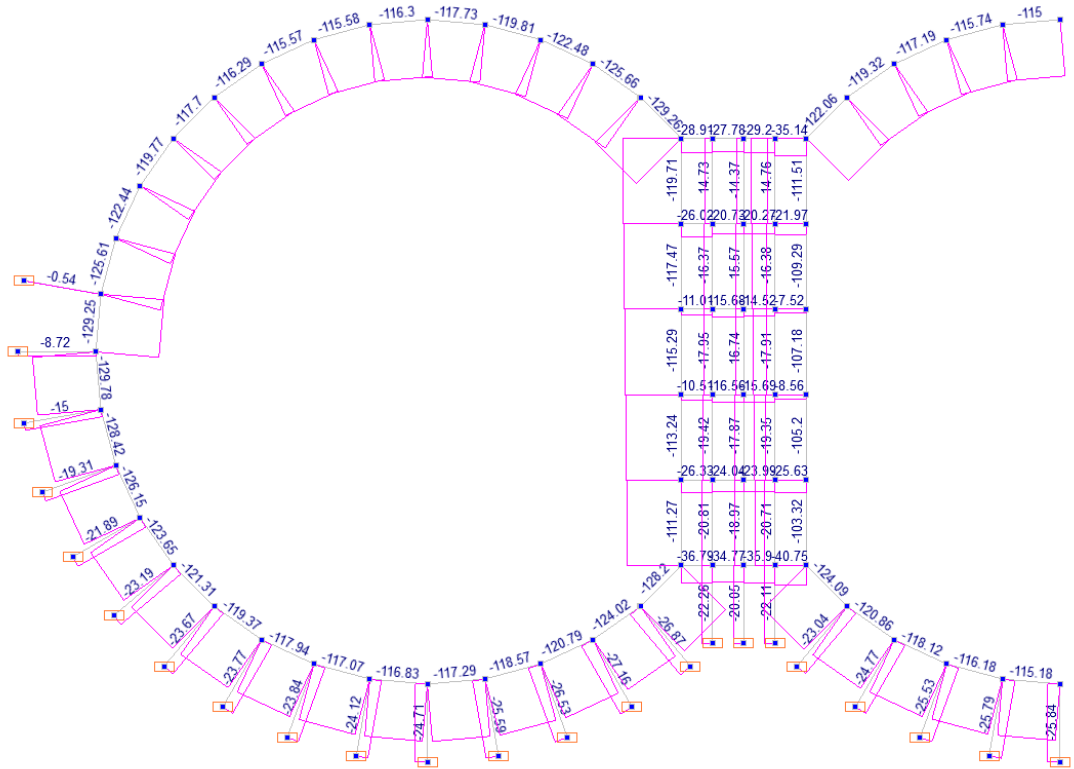


Рисунок 2.8 – Еюра вертикальних переміщень
в моделі із залізобетону з товщиною блока 0,4 м

a)



б)

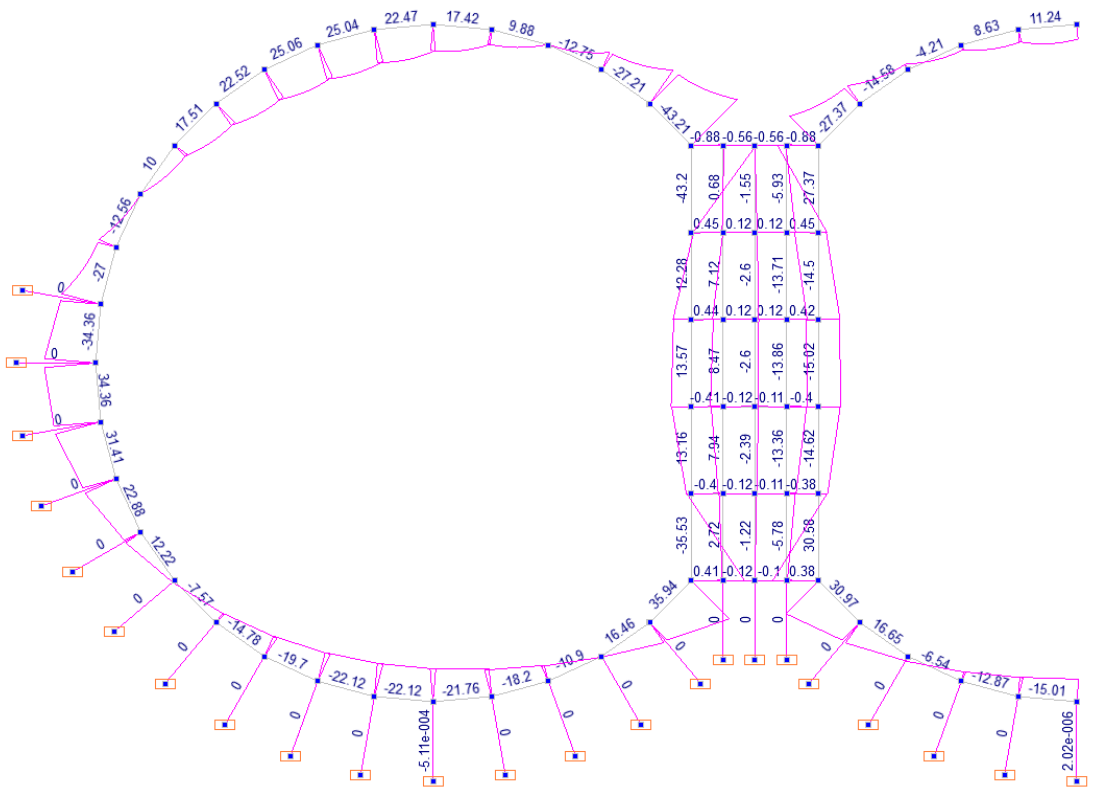


Рисунок 2.9 – Епюри нормальних сил (а) та моментів (б)
в моделі із залізобетону з товщиною блока 0,4 м

1. Визначення площі поперечного перерізу блока:

$$A_b = bh,$$

$$A_b = 0,75 * 0,4 = 0,3 \text{ м}^2$$

де b і h – ширина й товщина елемента оправи відповідно.

2. Попереднє визначення площі арматури:

$$A_s^{\text{сум}} = \mu A_b,$$

$$A_s^{\text{сум}} = 0,01 * 0,3 = 0,003 \text{ м}^3$$

3. Площа поперечного перерізу одного стержня становить:

$$A_{1\text{ст}} = \pi r^2,$$

$$A_{1\text{ст}} = 3,14 * 0,012^2 = 0,00038 \text{ м}^2$$

де $r_{\text{ст}}$ – радіус стержня арматури, $r_{\text{ст}} = 12\text{мм}$.

4. Визначення кількості стержнів робочої арматури:

$$n = \frac{A_s^{\text{сум}}}{A_{1\text{ст}}}$$

$$n = \frac{0,003}{0,00038} = 7,89 \approx 8 \text{ шт}$$

Кількість стержнів округлюється до цілого парного значення.

5. Фактична площа арматури становить:

$$A_s^{\text{факт}} = A_s + A'_s = nA_{1\text{ст}}$$

$$A_s^{\text{факт}} = 8 * 0,00038 = 0,00304 \text{ м}^2$$

6. Площа розтягнутої A_s та стиснутої A'_s арматури:

$$A_s = A'_s = \frac{A_s^{\text{факт}}}{2}$$

$$A_s = \frac{0,00304}{2} = 0,00152 \text{ м}^2$$

7. Визначення ексцентриситету нормальної сили e_0 (рис. 2.9) відносно геометричної осі центру ваги перерізу елемента:

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{250,6}{1155,7} = 0,21 \text{ м}$$

8. Перевірку блоків на міцність виконують за формулою розрахунку перерізів, які працюють у режимі позацентрального стиску:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

де N – поздовжня сила в перерізі, який перевіряється;

e – ексцентриситет нормальної сили N відносно центру розтягнутої арматури: для блока

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a$$

$$e = 0,21 + \frac{0,4}{2} - 0,041 = 0,369 \text{ м.}$$

R_b – розрахунковий опір бетону класу В30 на стиск, $R_b=17000\text{кН/м}$;

b – ширина блока або тюбінга, якщо стиснута зона бетону розташована в його спинці (рис. 2.10);

x – висота стиснутої зони бетону;

h_0 – геометричний параметр перерізу – висота перерізу від верхньої фібри до центру стержня розтягнутої арматури;

R_{sc} – розрахунковий опір арматури класу А400 на стиск, $R_{sc} = 35500$ кН/м²;

A'_s – площа стиснутої арматури, $A'_s = 0,00152$ м²;

a' – геометричний параметр перерізу – сумарна відстань від верхньої фібри до центру стержня стиснутої арматури, $a' = 0,041$ м.

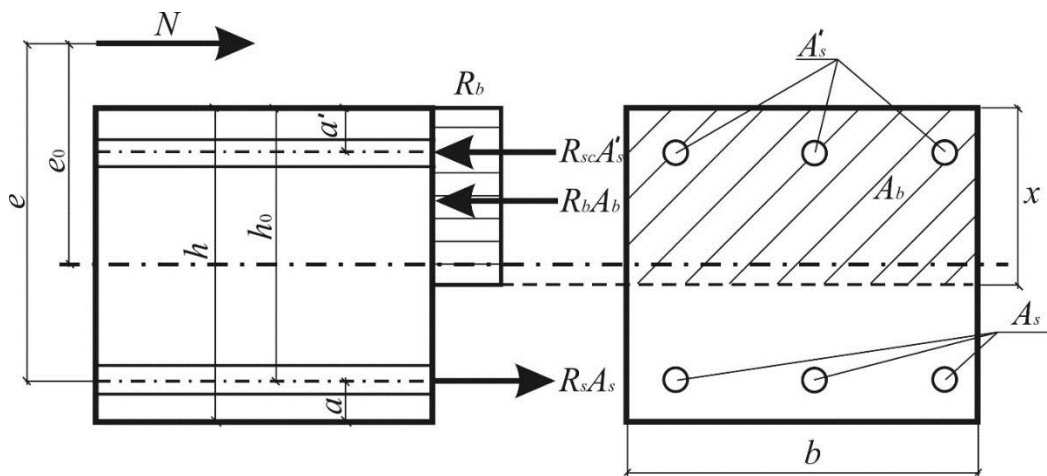


Рисунок 2.10 – Схема позначень розрахунку на міцність для блока

Мінімальну товщину бетонного захисного шару для збірних залізобетонних оправ приймають: а) при товщині елемента від 150 до 300 мм – 20 мм; б) при товщині елемента від 310 до 500 мм – 25...30 мм; в) при товщині елемента більше 500 мм – 35...40 мм. В агресивному середовищі товщина шару повинна бути збільшена на 10 мм.

9. Висота стиснутої зони x визначається з формули:

$$N + R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x,$$

Оскільки $R_s A_s = R_{sc} A'_s$ при симетричному армуванні блока:

– для блока або тюбінга, якщо стиснута зона бетону розташована в його спинці

$$x = \frac{N}{R_b b};$$

$$x = \frac{1092,7}{17000 * 0,75} = 0,0857 \text{ м}$$

Підставляємо всі значення у формулу і виконуємо перевірку:

$$1155,7 * 0,369 \leq 17000 * 0,75 * 0,0857(0,259 - 0,5 * 0,0857) + 35500 * 0,00152(0,259 - 0,041)$$

$$426,5 \leq 247,944$$

$$n = \frac{247,944}{462,5} = 0,53 \text{ разів.}$$

Залізобетонна оправа все ще не проходить перевірку на міцність, спробуємо збільшити товщину блока с 0,4 м до 0,5 м (рис. 2.11, 2.12).

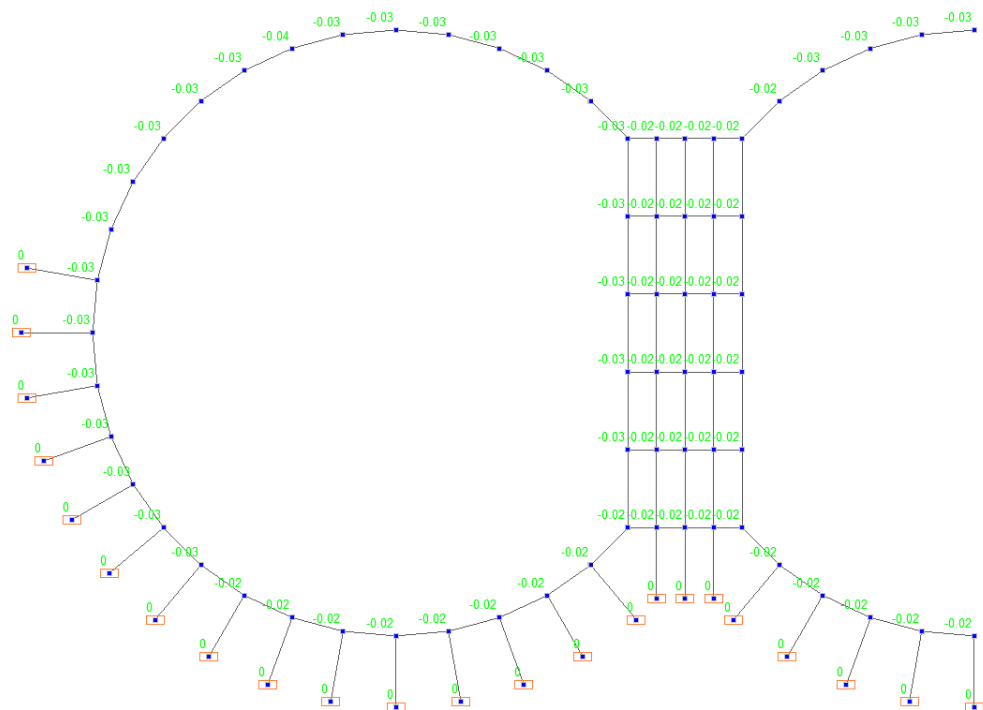
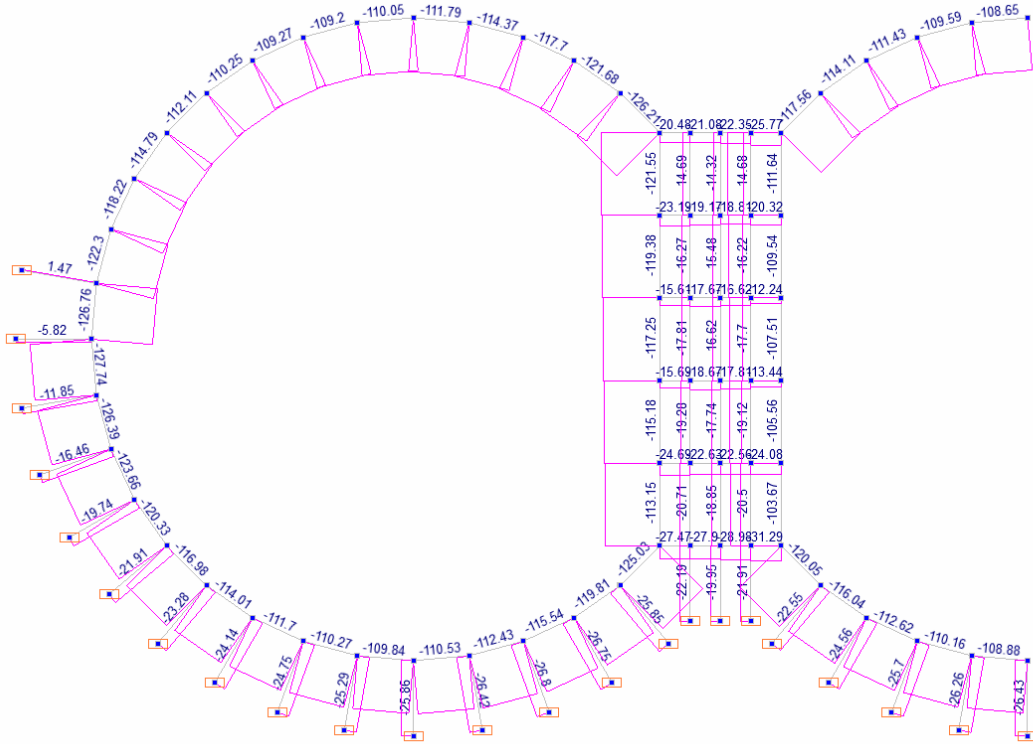


Рисунок 2.11 – Епюра вертикальних переміщень в моделі із залізобетону з товщиною блока 0,5 м

a)



б)

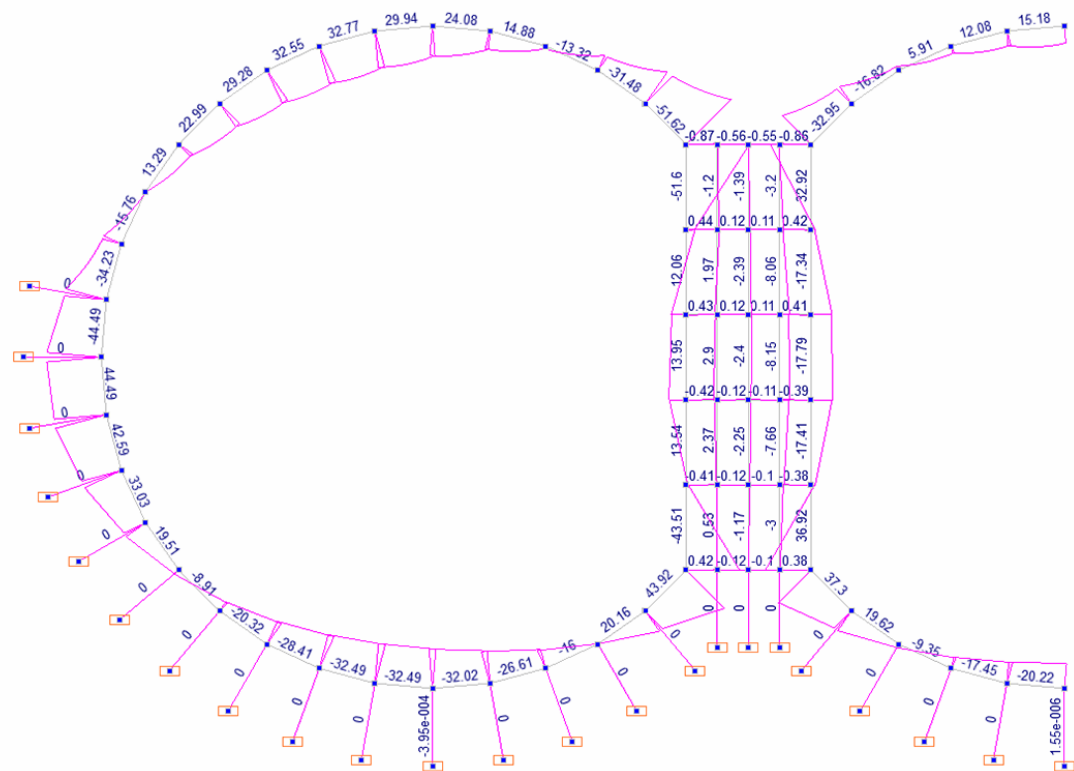


Рисунок 2.12 – Епюри нормальних сил (а) та моментів (б)
в моделі із залізобетону з товщиною блока 0,5 м

1. Визначення площі поперечного перерізу блока:

$$A_b = bh,$$

$$A_b = 0,75 * 0,5 = 0,375 \text{ м}^2$$

де b і h – ширина й товщина елемента оправи відповідно.

2. Попереднє визначення площі арматури:

$$A_s^{\text{сум}} = \mu A_b,$$

$$A_s^{\text{сум}} = 0,01 * 0,375 = 0,00375 \text{ м}^3$$

3. Площа поперечного перерізу одного стержня становить:

$$A_{1\text{ст}} = \pi r^2,$$

$$A_{1\text{ст}} = 3,14 * 0,012^2 = 0,00038 \text{ м}^2$$

де $r_{\text{ст}}$ – радіус стержня арматури, $r_{\text{ст}} = 12\text{мм}$.

4. Визначення кількості стержнів робочої арматури:

$$n = \frac{A_s^{\text{сум}}}{A_{1\text{ст}}}$$

$$n = \frac{0,00375}{0,00038} = 9,84 \approx 10 \text{ шт}$$

Кількість стержнів округлюється до цілого парного значення.

5. Фактична площа арматури становить:

$$A_s^{\text{факт}} = A_s + A'_s = nA_{1\text{ст}}$$

$$A_s^{\text{факт}} = 10 * 0,00038 = 0,0038 \text{ м}^2$$

6. Площа розтягнутої A_s та стиснутої A'_s арматури:

$$A_s = A'_s = \frac{A_s^{\text{факт}}}{2}$$

$$A_s = \frac{0,0038}{2} = 0,0019 \quad \text{м}^2$$

7. Визначення ексцентриситету нормальної сили e_0 (рис. 2.12) відносно геометричної осі центру ваги перерізу елемента:

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{327,7}{1092,7} = 0,3 \text{ м}$$

8. Перевірку блоків на міцність виконують за формулою розрахунку перерізів, які працюють у режимі позацентрального стиску:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

де N – поздовжня сила в перерізі, який перевіряється;

e – ексцентриситет нормальної сили N відносно центру розтягнутої арматури: для блока

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a$$

$$e = 0,3 + \frac{0,5}{2} - 0,041 = 0,509 \text{ м.}$$

R_b – розрахунковий опір бетону класу В30 на стиск, $R_b=17000\text{кН/м}$;

b – ширина блока або тубінга, якщо стиснута зона бетону розташована в його спинці (рис. 2.13);

x – висота стиснутої зони бетону;

h_0 – геометричний параметр перерізу – висота перерізу від верхньої фібри до центру стержня розтягнутої арматури;

R_{sc} – розрахунковий опір арматури класу А400 на стиск, $R_{sc} = 35500$ кН/м²;

A'_s – площа стиснутої арматури, $A'_s = 0,0019$ м²;

a' – геометричний параметр перерізу – сумарна відстань від верхньої фібри до центру стержня стиснутої арматури, $a' = 0,041$ м.

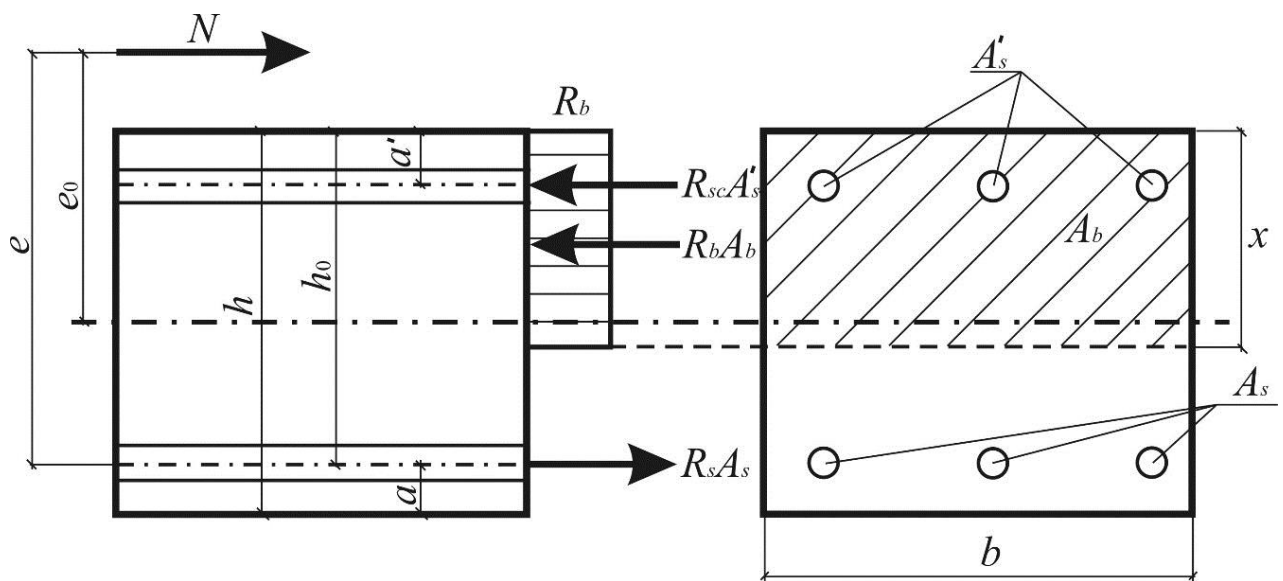


Рисунок 2.13 – Схема позначень розрахунку на міцність для блока

Мінімальну товщину бетонного захисного шару для збірних залізобетонних оправ приймають: а) при товщині елемента від 150 до 300 мм – 20 мм; б) при товщині елемента від 310 до 500 мм – 25...30 мм; в) при товщині елемента більше 500 мм – 35...40 мм. В агресивному середовищі товщина шару повинна бути збільшена на 10 мм.

9. Висота стиснутої зони x визначається з формули:

$$N + R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x,$$

Оскільки $R_s A_s = R_{sc} A'_s$ при симетричному армуванні блока:

– для блока або тюбінга, якщо стиснута зона бетону розташована в його спинці

$$x = \frac{N}{R_b b};$$

$$x = \frac{1092,7}{17000 \cdot 0,75} = 0,0857 \text{ м}$$

Підставляємо всі значення у формулу і виконуємо перевірку:

$$1092,7 * 0,509 \leq 17000 * 0,75 * 0,0857(0,259 - 0,5 * 0,0857) + 35500 * 0,0019(0,259 - 0,041)$$

$$556,2 \leq 250,9$$

$$n = \frac{250,9}{556,2} = 0,45 \text{ разів.}$$

Залізобетонна оправа не проходить перевірку на міцність навіть зі збільшеною товщиною блока, тому було прийняте рішення використовувати оправу із чавунних тюбінгів. Таким чином, для умов підвищеного гірського тиску, який виникає в слабкій глині з міцністю $f=1$ за М. М. Протод'яконовим альтернативним матеріалом залізобетон бути не може. Рекомендувати його в якості конструкційного матеріалу можна для умов меншого діапазону гірського тиску і, відповідно, менших глибин закладення, або для інших типів станційних конструкцій, тобто колонної та односклепінчастої.

3 ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ КОНСТРУКЦІЇ ПІЛОННОЇ СТАНЦІЇ ІЗ ЗМІНОЮ МАТЕРІАЛУ ОПРАВИ

3.1 Аналіз силових факторів та розрахунок на міцність (чавунний тюбінг)

Для варіанту з чавунних тюбінгів модель скориговано (рис. 3.1, 3.2).

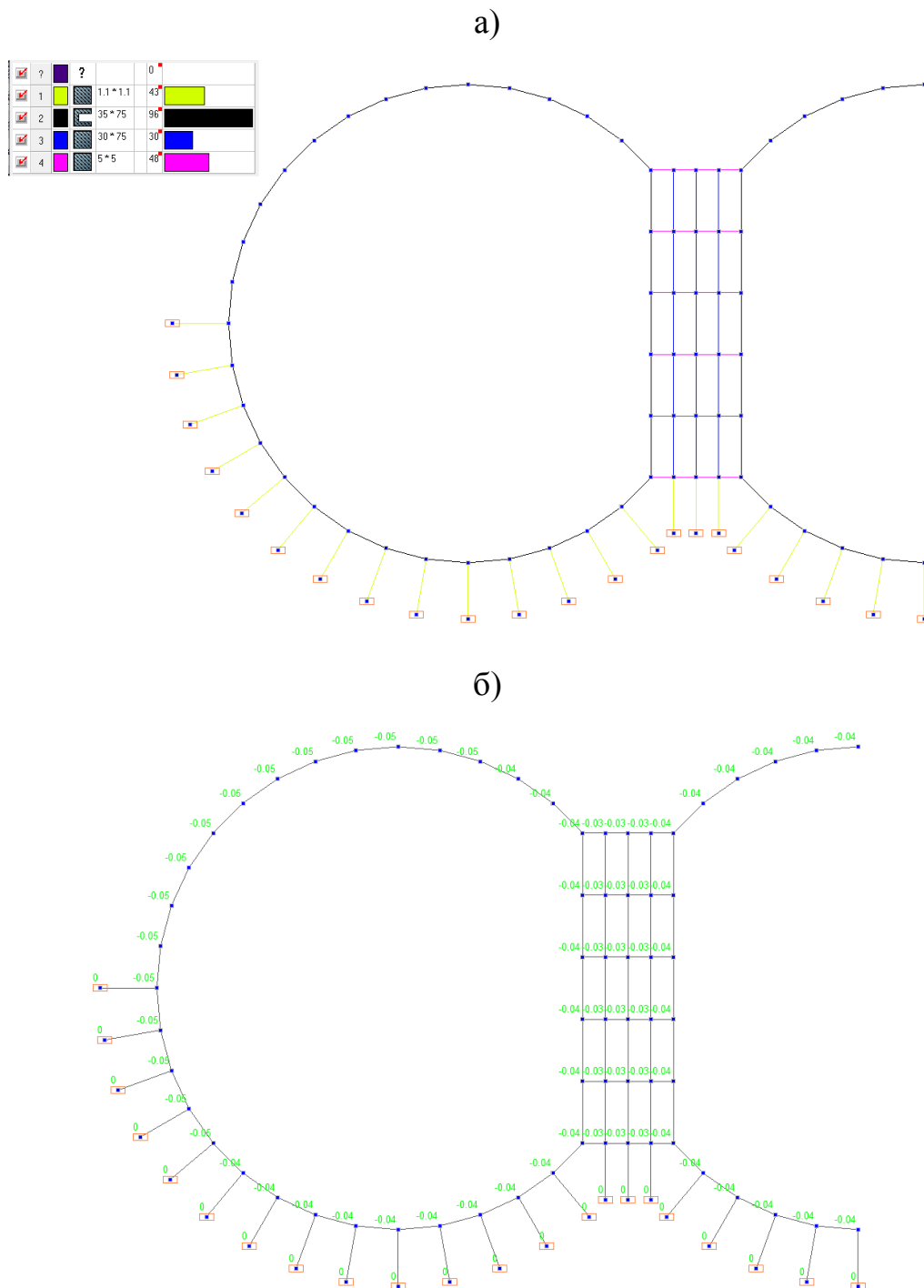
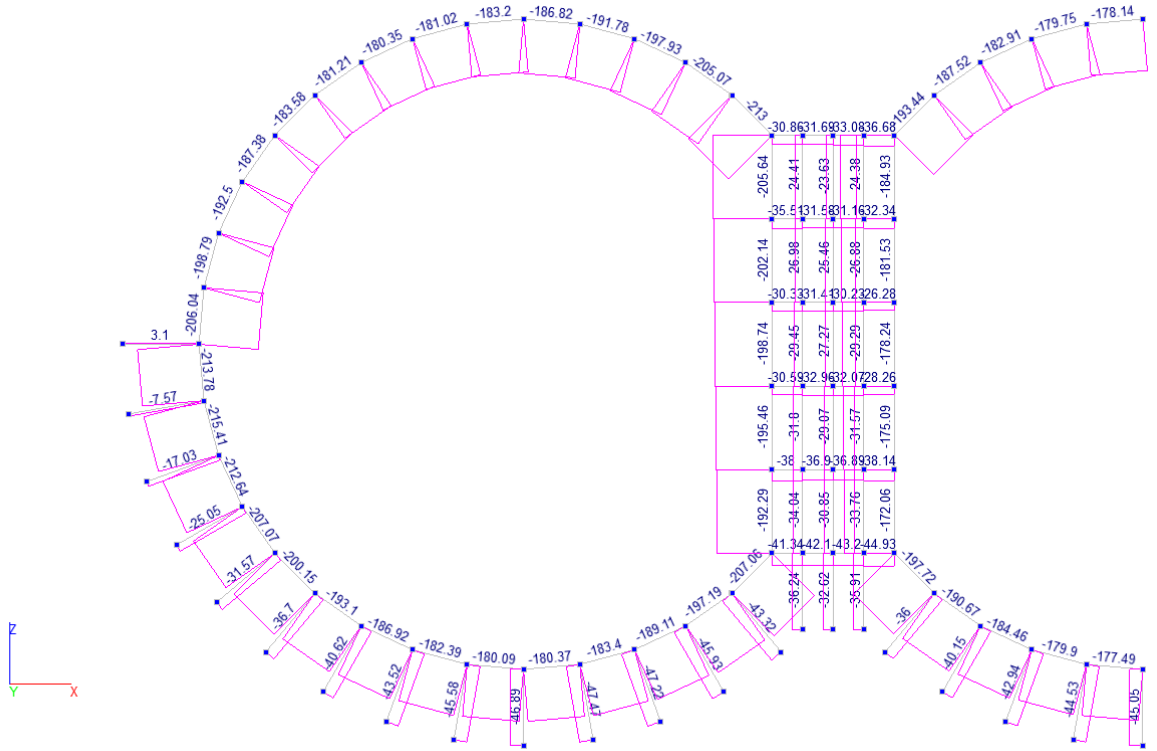


Рисунок 3.1 – Модель із чавунних тюбінгів (а) та переміщення в ній (б)

a)



б)

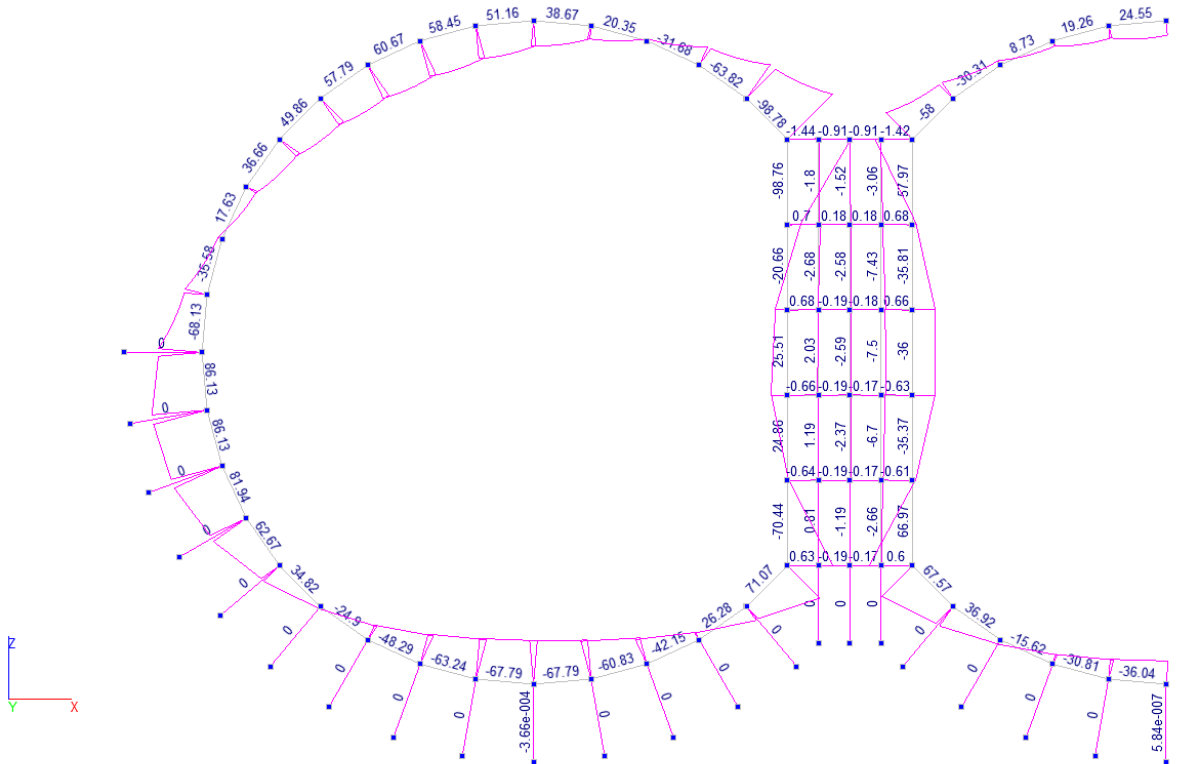


Рисунок 3.2 – Епюри нормальних сил (а) та моментів (б) в моделі із чавуну

3.2 Перевірка на міцність оправи з чавуну

Перевірку на міцність чавунних тюбінгів виконують за формулами [6]:

$$\frac{N}{F} - \frac{My_1}{I} \leq R_c,$$

$$\frac{N}{F} + \frac{My_2}{I} \leq R_u,$$

де N та M – відповідно поздовжня сила та момент у перерізі, який перевіряється; F та I – відповідно площа поперечного перерізу та момент інерції чавунного тюбінга; y_1 та y_2 – відстань від центру ваги перерізу до стиснутої та розтягнутої фібри тюбінга відповідно; R_c та R_u – розрахункові опори чавуну на стиск та розтяг відповідно.

$$\frac{1803,5}{0,0641} - \frac{606,7 * 0,0566}{0,00595} \leq 180000$$

$$28135,7 - 5771,3 \leq 180000$$

$$22364,4 \leq 180000$$

$$n = \frac{180000}{22364,4} = 8,1 \text{ разів.}$$

$$\frac{1803,5}{0,0641} + \frac{606,7 * 0,0975}{0,00595} \leq 60000$$

$$28135,7 + 9941,7 \leq 60000$$

$$38077,4 \leq 60000$$

$$n = \frac{60000}{38077,4} = 1,57 \text{ разів.}$$

Підібрані перерізи елементів оправи задовольняють умови міцності без значних запасів, тому використовуємо чавунну оправу.

3.3 Закономірності силових факторів в оправі пілонної станції

Після виконаних розрахунків їхні результати були узагальнені у виді діаграми (рис 3.3-3.5).

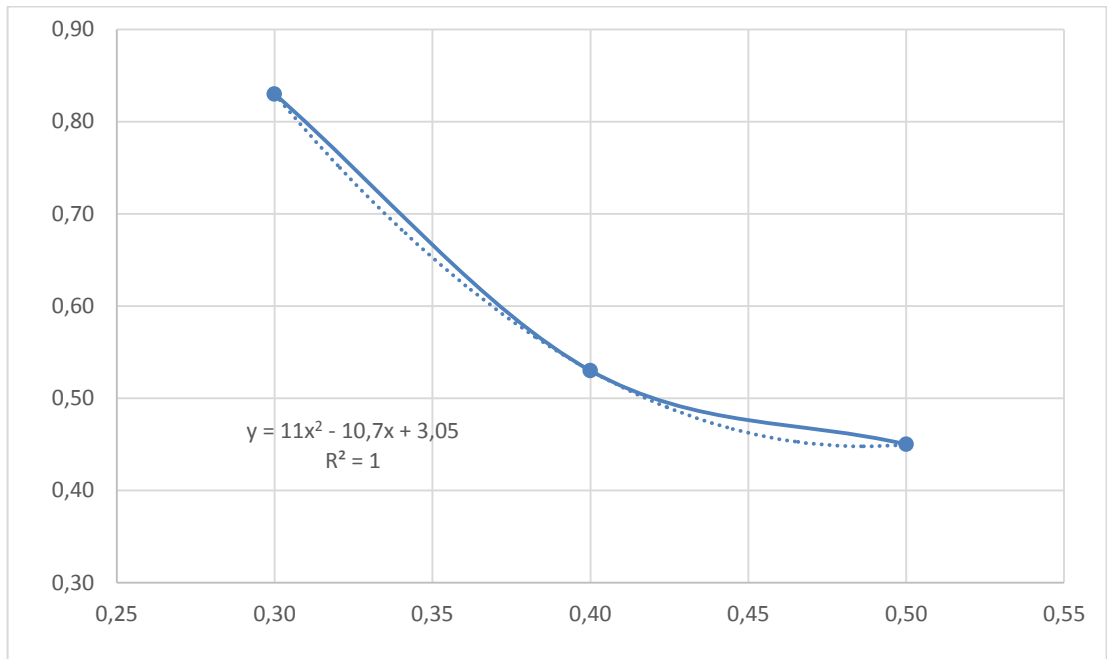


Рисунок 3.3 – Залежність запасу міцності від товщини блока

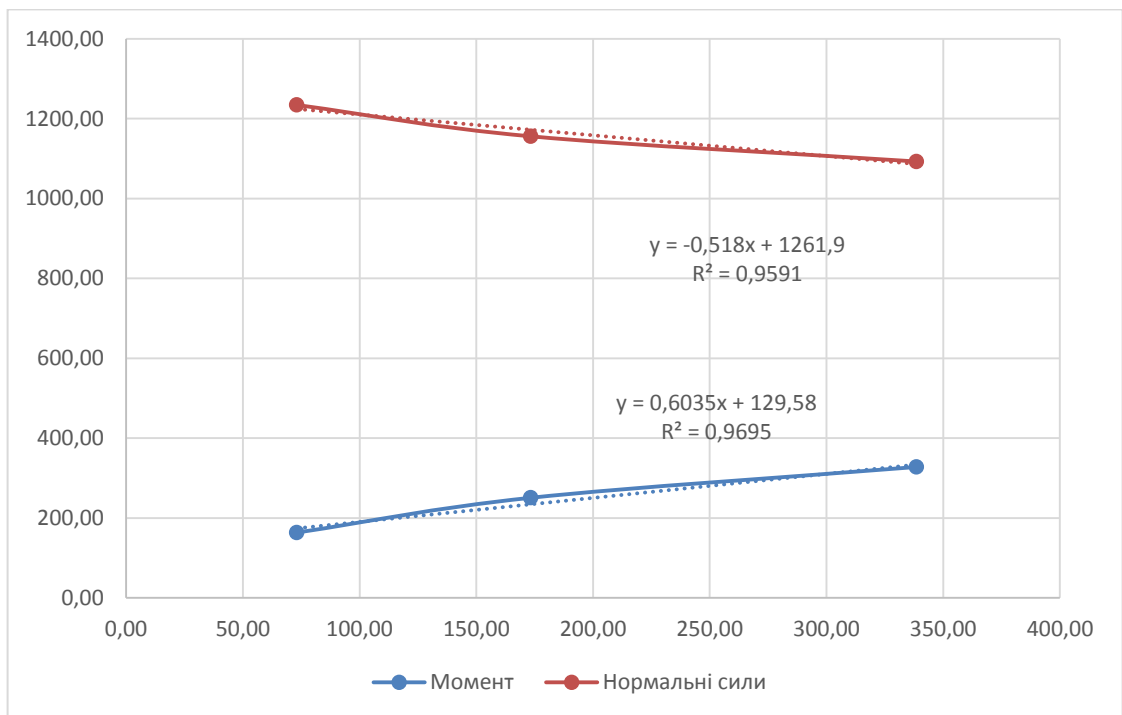


Рисунок 3.4 – Залежність моментів та нормальних сил від жорсткості згинання

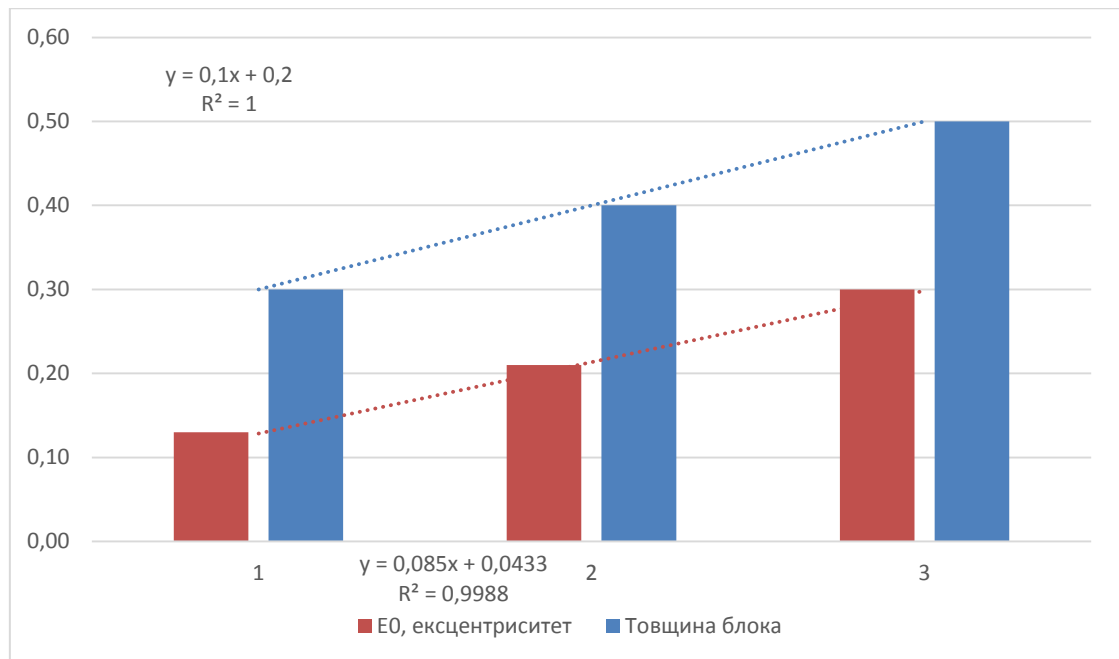


Рисунок 3.5 – Залежність ексцентриситету від товщини залізобетонного блока

Аналізуючи діаграми ексцентриситетів нормальних сил у характерних точках, можна зробити висновок про неоднозначність впливу товщини оправи на силові фактори, а саме непряму залежність між розмірами поперечного перерізу і моментами й нормальними силами у ньому. Варіація товщини у бік збільшення не завжди веде до зменшення моментів, а точніше, погіршує картину силових факторів через зменшення нормальних сил, що викликане меншими деформаціями в бік ґрунту, тобто нераціональним використанням міцнісних властивостей ґрунту.

Відомо, що в конструкції, підкріпленій навкруги якимось простором із пружними чи більш складними властивостями, силові фактори функціонально пов'язані із взаємодією цього простору. На більш простому прикладі – пружній основі Фуса – Вінклера – це розуміється як пряма залежність між деформаціями (переміщеннями в бік ґрунту) оправи і пружним відпіром у ґрунті.

Із цього виводиться той факт, що чим більше переміщення оправи, тим більше відпір. Також відомо, що пружний відпір покращує роботу конструкції. Із цих побудов можна зробити висновок – чим більші переміщення оправи у

сторону ґрунту, тим більше пружний відпір, тим менші у ній моменти, а точніше ексцентриситети нормальних сил. Цим і пояснюється тенденція менших ексцентриситетів в оправках з меншою товщиною, так як відомо, що жорсткість оправки, яка впливає на переміщення в бік ґрунту, змінюється саме за рахунок товщини оправки при постійному виді матеріалу. Ці міркування пояснюють поведінку ексцентриситетів до першої моди. Зменшення ексцентриситетів після першої моди пояснюється тим, що при збільшенні товщини оправки збільшується її жорсткість і її вплив превалює над дією масиву. Конструкція ніби перестає взаємодіяти з масивом, набуваючи надмірної жорсткості. Підйом ексцентриситетів до другої моди пояснюється наближенням конструкції до абсолютно жорсткої, що не призводить до кращих картин моментів і нормальних сил.

ВИСНОВКИ

1. В магістерській роботі виконано аналіз стану питання чисельного аналізу конструкції пілонної станції, який довів, що застосування плоских розрахункових схем пілонної станції є плідним, а разом із застосуванням модифікованого методу Метродіпротрансу дозволяє отримати значення силових факторів та дослідити їхню зміну в залежності від матеріалу оправи

2. Виконане варіантне проєктування конструкції пілонної станції з різними матеріалами оправи і проведено техніко-економічне порівняння. Для подальших досліджень обрано обидва варіанти (із залізобетонних блоків і чавунних тубінгів).

3. Виконаний розрахунок гірського тиску на оправу пілонної станції для інженерно-геологічних умов (глина слабка з міцністю $f=1$ за М. М. Протод'яконовим) і розроблена скінченно-елементна модель пілонної станції на основі модифікованого методу Метродіпротрансу.

4. Проведений чисельний аналіз конструкції пілонної станції на основі модифікованого методу Метродіпротрансу. Виконаний аналіз силових факторів та розрахунок на міцність (залізобетонний блок товщиною 0,3; 0,4; 0,5 м).

5. Виконано чисельний аналіз конструкції пілонної станції із зміною матеріалу оправи (чавунний тубінг), отримані закономірності силових факторів в оправі пілонної станції, які доводять, що варіація товщини у бік збільшення не завжди веде до зменшення моментів.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Айвазов, Ю. М. Проектування метрополітенів (у 3-х частинах). Начальний посібник. Частина 1 [Текст] / Ю. М. Айвазов. – Київ: НТУ, 2006. – 166 с.
2. Гайко, Г. І. Конструкції кріплення підземних споруд: Навчальний посібник [Текст] / Г. І. Гайко. – Алчевськ: Дон ДНУ, 2006 – 133с.
3. ДБН В.2.3-7-2010. Споруди транспорту. Метрополітени [Текст]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 195 с.
4. Заворицкий, В. И. Проектирование подземных транспортных сооружений [Текст] / В. И. Заворицкий. – Київ : Будівельник, 1975. – 204 с.
5. Петренко, В. Д. Методичні вказівки для курсового та дипломного проектування «Математичне моделювання підземних споруд на основі методу скінченних елементів. Ч. 1. Structure CAD for Windows (SCAD)» [Текст] / В. Д. Петренко, В. Т. Гузченко, О. Л. Тютюкін, В. П. Купрій. – Дніпропетровськ : Нова ідеологія, 2010. – 56 с.
6. Петренко, В. Д. Методичні вказівки до курсового й дипломного проектування «Станція метрополітену глибокого закладення (конструкції та спорудження)» [Текст] / В. Д. Петренко, В. Т. Гузченко, О. Л. Тютюкін, Д. В. Тютюкін. – Д.: Нова ідеологія, 2015. – 30 с.
7. Петренко, В. И. Современные технологии строительства метрополитенов в Украине [Текст] / В. И. Петренко, В. Д. Петренко, А. Л. Тютюкин. – Дніпропетровськ : Наука і освіта, 2005. – 252 с.
8. Петренко, В. І. Станції метрополітену: конструкції та спорудження [Текст]: навчальний посібник / В. І. Петренко, В. Д. Петренко, О. Л. Тютюкін. – Д.: Вид-во «Нова ідеологія», 2012. – 164 с.
9. Петренко, В. І. Розрахунок трисклепінчастих станцій метрополітену глибокого закладення [Текст] / В. І. Петренко, В. Д. Петренко, О. Л. Тютюкін. – Дніпропетровськ : Наука і освіта, 2004. – 176 с.
10. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их

анализа [Текст] / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – Киев : Сталь, 2002. – 600 с.

11. Самедов, А. М. Будівництво міських підземних споруд: навч. посіб. [Текст] / А. М. Самедов, В. Г. Кравець. – Київ: НТУУ «КПІ», 2011. – 400 с.

12. Тютюкін, О. Л. Розробка теоретичних основ модифікованого методу розрахунку тунелів колового окреслення [Текст] / О. Л. Тютюкін, Мірошник В. А. // Зб. наук. праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика». – Дніпропетровськ: Вид-во ДНУЗТ, 2012. – Вип. 2. – С. 96-100.

13. Тютюкін, О. Л. Теоретичні основи комплексного аналізу тунельних конструкцій [Текст] / О. Л. Тютюкін. – Дніпро : Журфонд, 2020. – 260 с.

14. Тютюкін, О. Л. Тунелі і метрополітени. Навчально-методичні рекомендації для курсового проектування «Спорудження тунелів щитовим способом» [Електрон. видання] / Уклад. О. Л. Тютюкін, В. П. Купрій, В. А. Мірошник. – Дніпро : УДУНТ, 2023. – 60 с.

15. SCAD для користувача [Текст] / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. В. Перельмутер и др. – Киев : ВВП «Компас», 2000. – 332 с.